



Titre: Effets des mouvements sismiques sur les structures en acier de la
Title: catégorie des constructions conventionnelles

Auteur: Kim Guilini Charette
Author:

Date: 2009

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Guilini Charette, K. (2009). Effets des mouvements sismiques sur les structures
Citation: en acier de la catégorie des constructions conventionnelles [Master's thesis,
École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/218/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/218/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Sanda Koboevic, & Robert Tremblay
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**EFFETS DES MOUVEMENTS SISMIQUES SUR LES STRUCTURES EN
ACIER DE LA CATÉGORIE DES CONSTRUCTIONS
CONVENTIONNELLES**

KIM GUILINI CHARETTE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2009

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

EFFETS DES MOUVEMENTS SISMIQUES SUR LES STRUCTURES EN ACIER DE LA
CATÉGORIE DES CONSTRUCTIONS CONVENTIONNELLES

Présenté par : GUILINI CHARETTE Kim

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. TREMBLAY Robert, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. LÉGER Pierre, Ph. D., membre

DÉDICACE

*À mon frère, Mathieu,
À mes parents, Louise et Marcel,
À mes grands-parents, Rolande et Napoléon.*

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mes directeurs de recherche, Professeur Sanda Koboevic et Professeur Robert Tremblay, pour avoir dirigé mes travaux de recherche et pour leur soutien financier. J'aimerais surtout exprimer envers eux ma reconnaissance pour le temps et les conseils qu'ils m'ont donnés.

Je remercie également les Professeurs Najib Bouaanani et Pierre Léger, membres du jury, pour le temps consacré à l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais remercier le Professeur Denis Leboeuf, de l'Université Laval, pour sa collaboration, son temps et ses conseils.

Je voudrais remercier Pierre Castonguay, mon collègue et ami, avec qui j'ai grandement collaboré pendant ces deux dernières années. J'ai énormément apprécié le temps passé à travailler à ses côtés, mais surtout l'amitié que nous avons développée.

Je tiens également à remercier du plus profond de mon cœur ma famille, spécialement, mon frère, Mathieu, mes parents, Louise et Marcel, et mes grands-parents, Rolande et Napoléon, ainsi que mes amis, Antoine et Valérie. Grâce à eux j'ai eu le courage de mener à bien ce projet. Je n'aurais jamais réussi sans leur amour et leur support.

À vous tous, mes sincères remerciements.

RÉSUMÉ

Ce mémoire porte sur l'étude du comportement sismique des structures en acier de la catégorie des constructions conventionnelles (type CC) conçues avec des connexions non-ductiles et ductiles. Une attention particulière a été portée à la sélection des mouvements sismiques servant à effectuer les analyses temporelles qui ont permis de caractériser le comportement des structures étudiées.

Pour déterminer les accélérogrammes à utiliser pour les analyses temporelles effectuées dans le mémoire, nous avons réalisé trois études. Tout d'abord, une étude sur l'amplification des mouvements sismiques due aux effets des sols meubles de l'est du Canada a été réalisée avec le logiciel d'analyse de sol Proshake. Cette étude a montré que les sols mous ont pour effets d'amplifier les mouvements sismiques aux alentours de la période fondamentale du sol et de les dé-amplifier pour les autres périodes. Cette étude nous a permis d'observer que les séismes synthétiques fournis dans Atkinson (2009) pour des sites de catégories D et E montrent une amplification légèrement supérieure à celle obtenue des analyses de sol dans Proshake pour les périodes inférieures à 0,5 s et supérieures à 2,0 s. Les effets des séismes synthétiques sur une structure inélastique de 4 étages ont été étudiés et comparés à ceux produits par des séismes historiques. Différentes méthodes de sélection et d'étalonnage des enregistrements sismiques ont été proposées et leurs effets sur une structure inélastique de 4 étages ont été étudiés. Suite à cette étude, nous avons proposé quelques suggestions sur la sélection et l'étalonnage des mouvements sismiques.

Pour étudier le comportement sismique des contreventements en acier de type CC, 24 bâtiments de 2 à 10 étages situés à Montréal et à Vancouver sur des sites de catégorie C et E ont été examinés. Les 24 structures étudiées ont été modélisées avec des connexions non-ductiles dimensionnées avec l'effort sismique amplifié par 1,5 et avec des connexions ductiles. Ces dernières étaient des assemblages boulonnés ayant comme mode de rupture l'ovalisation excessive des trous du gousset due à la pression diamétrale des boulons. La capacité en déformation de ce type d'assemblages a été déterminée expérimentalement à 31 mm.

Trois séries d'analyses dynamiques temporelles ont été réalisées. La première série, des analyses élastiques, a servi à évaluer la demande de force sur les connexions non-ductiles et à comparer cette demande à la capacité réelle des connexions, soit la résistance pondérée des connexions

multipliée par $R_o = 1,3$. À Montréal, sur un site de catégorie C, la demande de force était inférieure à la capacité des connexions pour les bâtiments de 4 étages et moins et supérieure à la capacité des connexions pour les structures de 6 étages et plus. La limite de hauteur du CNBC 2005 de 15 m, qui correspond à la hauteur du bâtiment de 4 étages, est donc adéquate pour Montréal. Pour Vancouver, les efforts ont excédé la capacité réelle des connexions pour tous les bâtiments de 2 à 10 étages situés sur un site de catégorie C. La limite de 15 m du CNBC ne permet donc pas d'assurer un comportement adéquat des bâtiments à Vancouver et des modifications devront être apportées aux règles de calcul des assemblages.

La deuxième série comprenait des analyses dynamiques temporelles inélastiques pour évaluer les déformations anticipées dans les connexions ductiles. Pour Montréal, les déformations calculées pour les bâtiments de 2 à 10 étages situés sur un site de catégorie C n'excédaient pas 7 mm. Cette valeur étant inférieure à la capacité des connexions ductiles (31 mm), on peut conclure que le type de connexion étudié est adéquat pour Montréal, même pour des structures excédant la limite de hauteur de 15 m du CNBC 2005. Pour Vancouver, les déformations calculées dans les bâtiments de 6 étages et plus ont excédé la capacité limite de 31 mm. La limite de hauteur de 15 m du CNBC 2005 permet donc d'assurer un bon comportement pour ce type de connexion. Pour les structures de Vancouver ayant des périodes près ou supérieures à 2,0 s, ces analyses inélastiques ont montré que les séismes synthétiques donnent généralement des déformations supérieures à celles produites par des séismes historiques. Ces analyses inélastiques ont aussi permis de démontrer qu'il est avantageux d'utiliser des connexions ductiles car elles permettent de réduire les efforts dans les poteaux et ainsi éviter une rupture de ces éléments.

La troisième série d'analyses consistait en des analyses temporelles inélastiques incrémentales pour déterminer le niveau de confiance contre l'effondrement des structures avec connexions ductiles. Les analyses ont été effectuées sur deux bâtiments, l'un de 4 étages et l'autre de 5 étages, situés sur un sol de type C à Vancouver. La hauteur des étages était différente d'un bâtiment à l'autre de telle sorte que les deux structures avaient une hauteur totale de 15,6 m. Les analyses ont montré que la probabilité d'effondrement des deux bâtiments étudiés était inférieure à 10%, ce qui est jugé acceptable.

ABSTRACT

This thesis examines seismic behaviour of concentrically braced steel frames of the Conventional Construction (type CC) category designed with non ductile and ductile brace connections. Special attention was given to the ground motion selection for the time history analyses to be performed to characterize the behaviour of the structures studied.

To determine the accelerograms that should be utilized for the time history analyses, we have studied three aspects: ground motion amplification due to site effects for Eastern Canada; structure responses under historical and artificial accelerograms; and ground motion selection and scaling methods. A preliminary study on ground motion amplification due to soft soil effects of Eastern Canada was carried out with the Proshake computer program. Soft soils were found to amplify the ground motion for building periods close to the soil fundamental period and to de-amplify the motions for other periods. The study also showed that the artificial records of site classes D and E by Atkinson (2009) generally exhibit a higher amplification than the one found with Proshake for periods shorter than 0,5 s and longer than 2,0 s. Inelastic response of a structure subjected to artificial ground motions was studied and compared to that obtained under historical records. Different motion selection and scaling methods were proposed and compared by examining the inelastic response of a 4-storey building. From this study, it was possible to propose ground motion selection and scaling methods.

To study seismic behaviour of concentrically braced steel frames of the type CC category, a total of 24 buildings from 2- to 10-storeys located on site classes C and E in Montreal and Vancouver have been analysed. The 24 studied structures were modeled with non ductile connections designed with a seismic force amplified by 1,5 and ductile connections. Ductile connections, exhibiting a bolt bearing failure mode, were chosen and its deformation capacity available was experimentally estimated at 31 mm.

Three series of analyses were performed. The first series included elastic time-history analyses to determine the force demand on non ductile brace connections. The brace forces obtained were compared to the brace connection capacity. In Montréal, on a site class C, the brace force demands were lower than the connection capacity for building of 4 storeys or less and higher than the capacity for buildings of 6 storeys and more. In this case, the NBCC 05 15 m height limit, which corresponded to the 4 storey building, is proper. In Vancouver, buildings of 2 to 10

storeys, located on site class C, all have higher brace force demands than their capacity. For these buildings, even the NBCC 05 15 m limits isn't enough conservative and modification to the connection design rules should be applied.

In the second series, inelastic time-history analyses were carried out to determine the deformation demand on ductile brace connections. The axial deformation demand from the analyses was compared to the inelastic deformation capacity of the connections to identify if the ductile connections were demonstrating a satisfying behaviour. In Montreal, for the 2 to 10 storey buildings located on site class C, it was demonstrated that the maximum deformation demand was lower than 7 mm. The connection deformations are less than the deformation capacity (31 mm) so these connections offer a satisfying behaviour even for buildings higher than 15 m. In Vancouver, on site class C, the buildings of 6 or more storeys had connection deformations higher than 31 mm, in accordance to the NBCC 05 15 m limit. For Vancouver, the analyses results showed that the artificial ground motions generally induced higher deformation than the historical records for structures with periods close to or longer than 2,0 s. Inelastic analyses showed that it was very beneficial to utilize ductile connections because these connections allowed to significantly reduce the column forces and to protect them.

The third series included incremental inelastic time history analyses used to determine the level of confidence against structural collapse of brace frames with ductile brace connections. Incremental analyses were carried out on two buildings in which the connections were given allowable deformations close to the acceptable limit. The two buildings demonstrated collapse probability less than 10% when conceived with ductile connections.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES	XX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	XXVII
INTRODUCTION.....	1
Problématique.....	1
Objectifs	4
Méthodologie.....	5
Organisation du mémoire	6
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE	7
1.1 Accélérogrammes artificiels.....	7
1.2 Effets des sols sur les mouvements sismiques	8
1.3 Sélection des enregistrements sismiques.....	9
1.3.1 Désagrégation du risque sismique	10
1.3.2 Méthode FEMA P695 ATC (2009).....	10
1.4 Étalonnage des enregistrements sismiques.....	12
1.4.1 Méthode FEMA P695 ATC (2009).....	12
1.4.2 Projet SAC (Somerville et al. (1997))	13
1.5 Analyse de structures.....	14

1.6	Conclusion.....	17
CHAPITRE 2 AMPLIFICATION DES ENREGISTREMENTS SISMQUES DUE AUX		
EFFETS DE SITE DANS L'EST DU CANADA..... 18		
2.1	Modélisation des profils de sol.....	18
2.1.1	Choix des profils de sol et des valeurs des paramètres caractéristiques	18
2.1.2	Résumé des profils de sol choisis.....	19
2.2	Enregistrements sismiques	21
2.3	Analyses et résultats	26
2.3.1	Effets de site	26
2.3.2	Amplification des séismes artificiels d'Atkinson (2009).....	33
2.4	Conclusion.....	36
CHAPITRE 3 INFLUENCE DES MÉTHODES DE SÉLECTION ET D'ÉTALONNAGE		
DES ENREGISTREMENTS SISMQUES SUR LE COMPORTEMENT D'UNE		
STRUCTURE EN ACIER 38		
3.1	Sélection et étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques	38
3.1.1	Sélection des enregistrements sismiques synthétiques.....	38
3.1.2	Étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques.....	40
3.1.3	Création de sous-ensembles d'enregistrements sismiques synthétiques	43
3.1.4	Résumé des observations et discussion	50
3.2	Sélection et étalonnage des enregistrements sismiques historiques	52
3.2.1	Sélection des enregistrements sismiques historiques	52
3.2.2	Étalonnage des enregistrements sismiques historiques	54
3.2.3	Résumé des observations et discussion	57
3.3	Étude sur les caractéristiques des enregistrements sismiques	59
3.4	Étude de l'influence des enregistrements sismiques sur une structure	63

3.4.1	Définition de la structure	64
3.4.2	Modélisation	71
3.4.3	Résultats et discussion	75
3.5	Analyse des résultats	80
3.5.1	Facteurs d'étalonnage	80
3.5.2	Historique VS Synthétique	81
3.5.3	Ensemble VS Sous-ensemble	82
3.5.4	FIT VS TRY	83
3.5.5	Méthodes d'étalonnage subjective VS stricte	84
3.5.6	IND VS ATC	85
3.6	Sélection d'accélérogrammes pour les sols mous (site E)	85
3.7	Conclusion	85
CHAPITRE 4 MODÉLISATION OPENSEES		88
4.1	Bâtiments étudiés et dimensionnement	88
4.1.1	Géométrie des bâtiments et charges gravitaires	92
4.1.2	Spectres de design	93
4.1.3	Dimensionnement	94
4.2	Modélisation OpenSees	98
4.2.1	Généralités	98
4.2.2	Définition des nœuds	99
4.2.3	Définition des conditions aux frontières	101
4.2.4	Diagonales	102
4.2.5	Poutres	114
4.2.6	Colonnes	115

4.2.7	Poids sismiques et charges de gravité	116
4.2.8	Types d'analyses, amortissement et algorithmes de résolution	117
4.3	Validation du modèle OpenSees	117
4.4	Accélérogrammes	126
4.4.1	Choix des accélérogrammes pour les analyses temporelles élastiques et inélastiques	126
4.4.2	Choix des accélérogrammes pour les analyses inélastiques incrémentales.....	131
4.5	Conclusion.....	132
CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ANALYSES ET DISCUSSION		133
5.1	Analyses temporelles élastiques.....	134
5.1.1	Bâtiments standards.....	142
5.1.2	Site de Catégorie E	151
5.1.3	Chevrons.....	155
5.1.4	Hauteur d'étages.....	158
5.1.5	Cadre de contreventements intérieur.....	161
5.2	Analyses temporelles inélastiques.....	163
5.2.1	Bâtiments standards.....	163
5.2.2	Site de Catégorie E	169
5.2.3	Chevrons.....	172
5.2.4	Hauteur d'étages.....	175
5.2.5	Cadre de contreventements intérieur.....	177
5.3	Analyses temporelles inélastiques incrémentales.....	180
5.3.1	Exemple d'analyses temporelles incrémentales	180
5.3.2	Calcul de la probabilité d'effondrement de la structure (basé sur l'ATC (2009)) ..	187
5.3.3	Étude sur les demandes de force axiale dans les colonnes.....	194

5.4	Conclusions	198
5.4.1	Conclusions des analyses temporelles élastiques	198
5.4.2	Conclusions des analyses temporelles inélastiques	200
5.4.3	Conclusions des analyses incrémentales	201
CONCLUSIONS		203
Conclusions		203
Conclusions relatives à l'étude sur les mouvements sismiques		203
Conclusions relatives à l'étude sur le comportement sismique des structures en acier de type CC		205
Recommandations		208
Recommandations concernant l'influence des effets de site		208
Recommandations concernant les séismes synthétiques		208
Recommandations concernant les analyses temporelles		208
BIBLIOGRAPHIE		210

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 - Coefficient $I_E \times F_a \times S_a(0,2)$ pour les structures localisées à Montréal et Vancouver	2
Tableau 1.1 - Critères de sélections des séismes (ATC (2009))	11
Tableau 2.1 - Les courbes G/G_{\max} et les courbes d'amortissement utilisées	19
Tableau 2.2 - Caractéristiques des couches du profil de sol I	20
Tableau 2.3 - Caractéristiques des couches du profil de sol II	20
Tableau 2.4 - Caractéristiques des couches du profil de sol III	21
Tableau 2.5 - Caractéristiques des couches du profil de sol IV	21
Tableau 2.6 - Caractéristiques des 8 enregistrements historiques	22
Tableau 2.7 - Caractéristiques des 6 enregistrements synthétiques	23
Tableau 3.1 - Scénarios sélectionnés pour Vancouver	40
Tableau 3.2 - Enregistrements sismiques synthétiques sélectionnés dans le sous-ensemble FIT et leurs caractéristiques	44
Tableau 3.3 - Facteur d'étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques du sous-ensemble FIT	45
Tableau 3.4 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a \text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s	46
Tableau 3.5 - Enregistrements sismiques synthétiques sélectionnés dans le sous-ensemble TRY et leurs caractéristiques	47
Tableau 3.6 - Facteur d'étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques du sous-ensemble TRY	48
Tableau 3.7 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a \text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s	49
Tableau 3.8 - Résumé des accélérogrammes synthétiques et méthodes d'étalonnage utilisés pour les analyses	50
Tableau 3.9 - $S_a / S_{a \text{ code}}$ des spectres médians pour les périodes de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s	51

Tableau 3.10 - Enregistrements historiques sélectionnés.....	52
Tableau 3.11 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a\text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s.....	53
Tableau 3.12 - Facteurs d'étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques du sous-ensemble TRY.....	56
Tableau 3.13 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a\text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s.....	57
Tableau 3.14 - Résumé des accélérogrammes historiques et méthodes d'étalonnage utilisés pour les analyses.....	58
Tableau 3.15 - $S_a / S_{a\text{ code}}$ des spectres médians pour les périodes de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s.....	59
Tableau 3.16 - Durée de Trifunac et Brady (t_d , s).....	59
Tableau 3.17 - Nombre de passages par zéro (NPZ).....	60
Tableau 3.18 - Accélération maximale et Vitesse maximale au sol (PGA et PGV).....	61
Tableau 3.19 - Rapport Accélération maximale/Vitesse maximale (PGA/PGV).....	62
Tableau 3.20 - Intensité d'Arias (IA).....	62
Tableau 3.21 - Vitesse incrémentale maximale (V_{incr}).....	63
Tableau 3.22 - Charges de conception.....	65
Tableau 3.23 - Combinaisons de charges utilisées dans ADA.....	65
Tableau 3.24 - Nuances d'acier utilisées.....	66
Tableau 3.25 - Données sismiques pour la région de Vancouver.....	67
Tableau 3.26 - Poids sismique cumulé à chaque étage du bâtiment étudié.....	68
Tableau 3.27 - Périodes des 5 premiers modes du bâtiment obtenu avec ADA.....	69
Tableau 3.28 - Efforts de conception et sections des diagonales du cadre dans la direction Z.....	70
Tableau 3.29 - Efforts de conception et sections des colonnes du cadre dans la direction Z.....	70
Tableau 3.30 - Efforts de conception et sections des poutres du cadre dans la direction Z.....	70
Tableau 3.31 - Forces pour les lois de comportement des éléments ductiles.....	73

Tableau 3.32 - Périodes des 5 premiers modes du bâtiment obtenu avec SAP.....	74
Tableau 3.33 - Résumé des accélérogrammes et méthodes d'étalonnage utilisés pour les analyses	74
Tableau 3.34 - Résultats des analyses: Déformations a) 1 ^{er} étage b) 2 ^e étage c) 3 ^e étage d) 4 ^e étage.....	78
Tableau 3.35 - Résumé des facteurs d'étalonnage des enregistrements des sous-ensembles	81
Tableau 4.1 - Description des 24 bâtiments étudiés	91
Tableau 4.2 - Description des 2 bâtiments sélectionnés pour les analyses incrémentales	92
Tableau 4.3 - Charges gravitaires	93
Tableau 4.4 - Spectres de dimensionnement	93
Tableau 4.5 - Caractéristiques des 24 modèles étudiés	95
Tableau 4.6 - Efforts de design des goussets.....	96
Tableau 4.7 - Géométrie de la connexion.....	96
Tableau 4.8 - Numérotation des nœuds, exemple 4 étages	100
Tableau 4.9 - Modèle inélastique : Loi de comportement de la connexion	107
Tableau 4.10 - Paramètres d'endommagement d'Hysteretic.....	109
Tableau 4.11 - Déformations des spécimens testés	111
Tableau 4.12 - Modèle inélastique incrémental : Loi de comportement de la connexion	112
Tableau 4.13 - Paramètres du matériel <i>Pinching4</i>	113
Tableau 4.14 - Trois points définissant le comportement des éléments ductiles (kN – mm)	124
Tableau 4.15 - Enregistrements sismiques pour Montréal, site de catégorie C et E	127
Tableau 4.16 - Enregistrements sismiques pour Vancouver, site de catégorie C	128
Tableau 4.17 - Enregistrements sismiques pour Vancouver, site de catégorie E.....	130
Tableau 4.18 - Enregistrements sismiques utilisés pour les analyses inélastiques incrémentales	131

Tableau 5.1 - Propriétés modales du bâtiment de 4 étages	135
Tableau 5.2 - Taux d'amortissement des 4 premiers modes (Amortissement de Rayleigh).....	136
Tableau 5.3 - Force maximale dans les diagonales (kN) suivant les 6 différentes analyses	137
Tableau 5.4 - Forces maximales (kN) des diagonales du 1 ^{er} et 4 ^e étage dans les 4 premiers modes.....	139
Tableau 5.5 - Écarts entre les différentes analyses effectuées	141
Tableau 5.6 - Bâtiments standards à Montréal: Ratio P/P_{de} : a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages	143
Tableau 5.7 - Bâtiments standards à Montréal : Rapport V_d/V_{de}	145
Tableau 5.8 - Bâtiments standards à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages	146
Tableau 5.9 - Bâtiments standards de Vancouver: Rapport V_d/V_{de}	148
Tableau 5.10 - Bâtiments standards de Vancouver : $[(P/P_{de})_{\text{SYNTHÉTIQUES}} - (P/P_{de})_{\text{HISTORIQUES}}] / (P/P_{de})_{\text{HISTORIQUES}}$	150
Tableau 5.11 - Sites de catégorie C et E: Valeurs médianes des ratios P/P_{de}	153
Tableau 5.12 - Sites de catégorie C et E: Pourcentage d'écart, $[(P/P_{de})_{\text{SITE E}} - (P/P_{de})_{\text{SITE C}}] / (P/P_{de})_{\text{SITE C}}$	153
Tableau 5.13 - Sites de catégorie C et E: Comparaison des ratios V_d/V_{de}	154
Tableau 5.14 - Split-X et Chevron: Valeurs médianes des Ratios P/P_{de}	156
Tableau 5.15 - Split-X et Chevron: Ratios : $[(P/P_{de})_{\text{SPLIT-X}} - (P/P_{de})_{\text{CHEVRON}}] / (P/P_{de})_{\text{SPLIT-X}}$	157
Tableau 5.16 - Split-X et Chevron: Comparaison des ratios V_d/V_{de}	157
Tableau 5.17 - Hauteur d'étages: Valeurs médianes de ratios V_d/V_{de}	160
Tableau 5.18 - Hauteur d'étages: Pourcentage d'écart, $[(P/P_{de})_{3 \text{ ou } 5 \text{ étages}} - (P/P_{de})_{4 \text{ étages}}] / (P/P_{de})_{4 \text{ étages}}$	160
Tableau 5.19 - Hauteur d'étages: Comparaison des ratios V_d/V_{de}	160
Tableau 5.20 - Cadre extérieur et intérieur: Valeurs médianes des ratios V_d/V_{de}	162

Tableau 5.21 - Cadre extérieur et intérieur: Pourcentage d'écart, $[(P/P_{de})_{INTÉRIEUR} - (P/P_{de})_{EXTÉRIEUR}] / (P/P_{de})_{EXTÉRIEUR}$	162
Tableau 5.22 - Cadre extérieur et intérieur: Comparaison des ratios V_d/V_{de}	162
Tableau 5.23 - Bâtiments standards à Montréal: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages.....	164
Tableau 5.24 - Bâtiments standards à Vancouver : Demande de déformation (δ_p (mm)): a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages.....	166
Tableau 5.25 - Bâtiments standards - Ratios : $[(\delta_p)_{SYNTHÉTIQUES} - (\delta_p)_{HISTORIQUES}] / (\delta_p)_{HISTORIQUES}$	169
Tableau 5.26 - Sites de catégorie C et E: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm))	171
Tableau 5.27 - Sites de catégorie C et E: Pourcentage d'écart, $[(\delta_p)_{SITE\ E} - (\delta_p)_{SITE\ C}] / (\delta_p)_{SITE\ C}$	171
Tableau 5.28 - Split-X et Chevron: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm)).....	174
Tableau 5.29 - Split-X et Chevron: Ratios : $[(\delta_p)_{SPLIT-X} - (\delta_p)_{CHEVRON}] / (\delta_p)_{SPLIT-X}$	174
Tableau 5.30 - Hauteur d'étages: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm)).....	177
Tableau 5.31 - Hauteur d'étages: Pourcentage d'écart, $[(\delta_p)_{3\text{ ou }5\text{ étages}} - (\delta_p)_{4\text{ étages}}] / (\delta_p)_{4\text{ étages}}$..	177
Tableau 5.32 - Cadre extérieur et intérieur: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm)).....	179
Tableau 5.33 - Cadre extérieur et intérieur: Pourcentage d'écart, $[(\delta_p)_{INTÉRIEUR} - (\delta_p)_{EXTÉRIEUR}] / (\delta_p)_{EXTÉRIEUR}$	179
Tableau 5.34 - Caractéristiques du séisme de Landers 1992	181
Tableau 5.35 - Déplacement inter-étage en fonction des facteurs d'amplification (FA) appliquées au séisme	182

Tableau 5.36 - Facteurs d'amplification à appliquer aux séismes pour que la moitié d'entre eux endommagent le bâtiment.....	188
Tableau 5.37 - Facteur CMR.....	189
Tableau 5.38 - Facteur SSF, tiré de l'ATC (Table 7-1a)	190
Tableau 5.39 - Valeurs ACMR.....	190
Tableau 5.40 - Paramètres décrivant l'incertitude	192
Tableau 5.41 - Probabilité d'endommagement, tiré de l'ATC (Table 7-3).....	193
Tableau 5.42 – Probabilité d'effondrement.....	194
Tableau 5.43 - Bâtiments standards de Vancouver de 4 étages : Valeurs 50 ^e , 84 ^e et 100 ^e des Ratios C_f/C_u	196
Tableau 5.44 - Rapport C_f/C_u entre les analyses élastique et inélastique.....	196
Tableau 5.45 - Bâtiments standards de Vancouver de 8 étages : Valeurs 50 ^e , 84 ^e et 100 ^e des Ratios C_f/C_u	197

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 - Classification des catégories de sites, tirée de la table 4.1.8.4.A. du CNBC 2005	8
Figure 2.1 - Spectres des 8 enregistrements historiques	23
Figure 2.2 - Spectres des 6 enregistrements synthétiques	23
Figure 2.3 - Spectres des 8 enregistrements historiques calibrés avec "spectral matching"	25
Figure 2.4 - Spectres des 8 enregistrements historiques calibrés sur le PGA	25
Figure 2.5 – Exemple d'un accélérogramme traversant le profil de sol I; a) base ; b) sommet	26
Figure 2.6 - Spectres résultants pour le site de catégorie D	27
Figure 2.7 - Spectres résultants pour le site de catégorie E.....	27
Figure 2.8 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil I, site de catégorie D	29
Figure 2.9 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil I, site de catégorie E.....	29
Figure 2.10 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil II, site de catégorie D	30
Figure 2.11 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil II, site de catégorie E.....	30
Figure 2.12 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil III, site de catégorie D	31
Figure 2.13 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil III, site de catégorie E.....	31
Figure 2.14 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil IV, site de catégorie D.....	32

Figure 2.15 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil IV, site de catégorie E	32
Figure 2.16 - Spectres résultants pour le site de catégorie D	34
Figure 2.17 - Spectres résultants pour le site de catégorie E.....	34
Figure 2.18 - L'amplification des séismes synthétiques des 4 profils de sol (site de catégorie D).....	35
Figure 2.19 - L'amplification des séismes synthétiques des 4 profils de sol (site de catégorie E)	36
Figure 3.1 - Désagrégation du risque sismique pour la ville de Vancouver, site de catégorie C. a)PGA. b) Sa(0,2). c) Sa(0,5). d) Sa(1,0). et e) Sa(2,0). Halchuk et al. (2008).....	39
Figure 3.2 - Méthode IND - Aires sous les courbes égales	41
Figure 3.3 - Méthode d'étalonnage IND. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés	41
Figure 3.4 - Méthode d'étalonnage ATC. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés	42
Figure 3.5 - Spectres des accélérogrammes sélectionnés du sous-ensemble FIT	44
Figure 3.6 - Spectres du sous-ensemble FIT calibrés avec la méthode a) IND et b) ATC	45
Figure 3.7 - Spectres des accélérogrammes sélectionnés du sous-ensemble TRY	47
Figure 3.8 - Spectres du sous-ensemble TRY calibrés avec la méthode a) IND et b) ATC	49
Figure 3.9 - Spectres médians des séismes artificiels	51
Figure 3.10 - Spectres des enregistrements sismiques historiques sélectionnés	53
Figure 3.11 - Méthode d'étalonnage H1. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés.....	54
Figure 3.12 - Méthode d'étalonnage H2. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés.....	55
Figure 3.13 - Spectres des séismes historiques calibrés avec la méthode a) IND et b) ATC	56
Figure 3.14 - Spectres médians des séismes historiques	58
Figure 3.15 - Vue en plan du bâtiment étudié	64
Figure 3.16 - Vue 3D du bâtiment étudié.....	64

Figure 3.17 - Spectre de dimensionnement	67
Figure 3.18 - Modèle 2D du cadre étudié dans SAP2000	71
Figure 3.19 - Loi de comportement de l'élément ductile	72
Figure 3.20 - Lois de comportement des éléments ductiles du modèle 2D.....	73
Figure 3.21 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 1 ^{er} étage	75
Figure 3.22 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 2 ^e étage	76
Figure 3.23 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 3 ^e étage	76
Figure 3.24 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 4 ^e étage	77
Figure 3.25 - Déformations inélastiques inter-étage des cas IND, ATC, FIT, FIT-IND, FIT-ATC, TRY, TRY-IND et TRY-ATC. a) 1 ^{er} étage ; b) 4 ^e étage.....	82
Figure 3.26 – Déformations inélastiques inter-étage des cas H-IND, H-ATC, H1 et H2. a) 1 ^{er} étage ; b) 4 ^e étage	84
Figure 4.1 - Cadre de contreventements : a) Chevron ; b) Split-X sur 2 étages.....	90
Figure 4.2 - Différentes hauteurs d'étages	90
Figure 4.3 - Vue en plan des bâtiments étudiés; a) cadres situés à l'extérieur, b) cadres situés à l'intérieur.....	90
Figure 4.4 - Bâtiment étudié; a) Vue en plan, b) Vue d'élévation	92
Figure 4.5 - Spectre de dimensionnement du CNBC 2005. a) Montréal ; b) Vancouver	93
Figure 4.6 - Schéma de la connexion du gousset et de la diagonale	96
Figure 4.7 - Longueur de Withmore et longueur non supportée du gousset	97
Figure 4.8 - Modèle OpenSees	99
Figure 4.9 - Numérotation de nœuds, exemple 4 étages	101
Figure 4.10 - Schéma des nœuds composant la diagonale gauche du premier étage.....	102
Figure 4.11 – Section de 16 fibres des contreventements	103
Figure 4.12 - Position du point 21 000.....	104

Figure 4.13 - Potentiel de ductilité des différents modes de rupture, tiré de Castonguay (2009)	105
Figure 4.14 - Matériel <i>Hysteretic</i> d'OpenSees.....	106
Figure 4.15 - Courbe force-déplacement du spécimen D03X et du matériel <i>Hysteretic</i> , tiré Castonguay (2009)	106
Figure 4.16 – Paramètre du matériel <i>Hysteretic</i>	108
Figure 4.17 - Comportement axiale de la connexion : Analyses inélastiques.....	109
Figure 4.18 - Matériel <i>Pinching4</i> d'OpenSees.....	110
Figure 4.19 - Force maximale obtenue et 80% de la force maximale, tiré de Castonguay (2009)	111
Figure 4.20 - Comportement du matériel <i>Pinching4</i> utilisé dans les analyses incrémentales, tiré de Castonguay (2009)	113
Figure 4.21 - Connexion des poutres.....	115
Figure 4.22 - Patron des contraintes résiduelles, tiré de Surovek-Maleck et al. (2004).....	115
Figure 4.23 - Colonnes de gravité	116
Figure 4.24 - Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989	118
Figure 4.25 – Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du premier étage	118
Figure 4.26 - Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du deuxième étage	119
Figure 4.27 - Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du troisième étage.....	119
Figure 4.28 - Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du quatrième étage.....	120
Figure 4.29 - Modèle élastique: Forces dans la diagonale en fonction du temps.....	121
Figure 4.30 - Modèle inélastique: Forces dans la diagonale en fonction du temps	121

Figure 4.31 - Modèle élastique: Déformation axiale en fonction du temps	122
Figure 4.32 - Modèle inélastique: Déformation axiale en fonction du temps	122
Figure 4.33 - Modèle élastique: Hystérèse – Force en fonction de la déformation axiale	123
Figure 4.34 - Modèle inélastique: Hystérèse : force en fonction de la déformation axiale.....	123
Figure 4.35 - Modèle élastique: Force à la base de la colonne en fonction du temps	124
Figure 4.36 - Modèle inélastique: Force à la base de la colonne en fonction du temps.....	125
Figure 4.37 - Force à la base de la colonne (modèle élastique VS modèle inélastique)	125
Figure 4.38 - Spectres des enregistrements sismiques pour Montréal	128
Figure 4.39 - Spectres des enregistrements sismiques pour Vancouver site de catégorie C	129
Figure 4.40 - Spectres des enregistrements sismiques pour Vancouver site de catégorie E	130
Figure 4.41 - Spectres des enregistrements sismiques utilisés pour les analyses inélastiques incrémentales	132
Figure 5.1 - Accélérogramme du séisme V17	135
Figure 5.2 - Spectres du séisme V17	135
Figure 5.3 - Force maximale dans les diagonales (kN) suivant les 6 différentes analyses	137
Figure 5.4 - Historique de la force axiale dans la diagonale du 1er étage.....	138
Figure 5.5 - Historique de la force axiale dans la diagonale du 4e étage	138
Figure 5.6 - Historique des forces axiales de la diagonale du 1 ^{er} étage pour les 4 premiers modes.....	139
Figure 5.7 - Historique des forces axiales de la diagonale du 4 ^e étage pour les 4 premiers modes.....	139
Figure 5.8 - Agrandi de l'historique des forces de la diagonale du 1 ^{er} étage pour 4 premiers modes.....	140
Figure 5.9 - Agrandi de l'historique des forces de la diagonale du 4 ^e étage pour 4 premiers modes.....	141

Figure 5.10 - Bâtiments standards à Montréal: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°).....	143
Figure 5.11 - Bâtiments standards à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°).....	146
Figure 5.12 - Spectres médians des ensembles des accélérogrammes synthétiques et historiques	150
Figure 5.13 - Montréal sites de catégorie C et E: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)	152
Figure 5.14 - Vancouver sites de catégorie C et E: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)	152
Figure 5.15 - Split-X et Chevron à Montréal: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	155
Figure 5.16 - Split-X et Chevron à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)	156
Figure 5.17 - Montréal hauteur d'étages: Ratio V_d/V_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	159
Figure 5.18 - Vancouver hauteur d'étages: Ratio V_d/V_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e).....	159
Figure 5.19 - Vancouver Cadre extérieur et intérieur: Ratio V_d/V_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e).....	161
Figure 5.20 - Bâtiments standards à Montréal: Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	164
Figure 5.21 - Bâtiments standards à Vancouver : Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	166
Figure 5.22 - Montréal sites de catégorie C et E: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	170

Figure 5.23 - Vancouver sites de catégorie C et E: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e).....	170
Figure 5.24 - Split-X et Chevron à Montréal : Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	173
Figure 5.25 - Split-X et Chevron à Vancouver : Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e).....	173
Figure 5.26 - Montréal hauteur d'étages: Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)	176
Figure 5.27 - Vancouver hauteur d'étages: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e).....	176
Figure 5.28 - Vancouver Cadre extérieur et intérieur: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e).....	178
Figure 5.29 - Accélérogramme du séisme de Landers 1992	181
Figure 5.30 - Spectre du séisme de Landers 1992.....	181
Figure 5.31 - Grandeur du déplacement inter-étage en fonction du facteur appliqué au séisme de Landers	182
Figure 5.32 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 10$ s	183
Figure 5.33 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 20$ s	184
Figure 5.34 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 30$ s	185
Figure 5.35 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 40$ s	186
Figure 5.36 - Probabilité d'effondrement en fonction du facteur d'amplification appliqué à l'ensemble de séismes pour tous les bâtiments étudiés.....	188
Figure 5.37 - Rapport C_f/C_u des colonnes pour les bâtiments standards de Vancouver de 4 et 8 étages	195
Figure 5.38 - Exemple des lois de comportement d'un élément ductile: Modèle inélastique VS incrémental	197

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire de la section
A_b	Aire du boulon
ACMR	Marge de sécurité restante ajustée (ATC)
ADA	Advanced Design America, Graitex Group (2008)
ATC	Norme américaine FEMA P695, ATC (2009)
B_r	Le mode de rupture représentant l'ovalisation excessive des trous due à la pression diamétrale autour des boulons
b_w	Longueur de Withmore
c_1	Coefficient qui représente la probabilité de glissement
CAV	Cumul absolu de la vitesse
CBF	Cadre de contreventement concentrique
C_d	Facteur d'amplification à appliquer au déplacement (ATC)
C_f	Effort de compression
CQC	Combinaison Quadratique Complète
CM	Le centre de masse
CMR	Marge de sécurité restante (ATC)
CNBC 2005	Code National du Bâtiment Canadien 2005
C_r	Résistance pondérée en compression
CR	Le centre de rigidité

CSA S16	Norme d'acier CSA S16-01
C_u	Résistance en compression de la colonne
CV	Chevron
D	Charge permanente
d_b	Diamètre du boulon
e_1, e_2 et e_3	3 points caractéristiques des lois de comportement
E	Module d'Young de l'acier
E	Surcharge due aux séismes
Effets P- δ	Effets de l'action de la charge verticale P sur la déformée locale δ d'une membrure
Effets P- Δ	Effets déstabilisateurs de la charge verticale P agissant sur le déplacement latérale Δ de la structure dans sa globalité
Ext.	Les cadres de contreventements sont localisés à l'extérieur du bâtiment
F_a	Coefficient de l'accélération de l'emplacement
FA	Facteur d'amplification
F_u	Contrainte de rupture de l'acier
F_{ub}	Contrainte de rupture du boulon
F_y	Limite élastique de l'acier
G	Module de cisaillement du sol
G_{max}	Module de cisaillement maximal du sol

h_s ou h_n	Hauteur d'étage
Hauteur L	Hauteur d'étage « <u>L</u> ow » (3,60 m au premier et 3,00 m aux autres étages)
Hauteur N	Hauteur d'étage « <u>N</u> ormal » (4,35 m au premier et 3,75 m aux autres étages)
Hauteur T	Hauteur d'étage « <u>T</u> all » (5,60 m au premier et 5,00 m aux autres étages)
I	Inertie de la section
IA	L'intensité d'Arias
I_E	Le facteur de risque
Int.	Les cadres de contreventements sont localisés à l'intérieur du bâtiment
IP	Indice de plasticité du sol
k_x et k_y	Les longueurs effectives en compression,
k_s	Coefficient de frottement suivant le traitement qu'a subi les surfaces de contact
L_1 , L_2 et L_3	Les longueurs non supportées du gousset
L	Longueur
L	Surcharge d'exploitation
m	Le nombre de plan de cisaillement
m_x	Masse à l'étage x
M	Magnitude
Méthode ATC	Méthode d'étalonnage qui s'apparente à l'étalonnage effectuée dans l'ATC (2009).

Méthode H1	La méthode d'étalonnage H1 est une méthode subjective suivant laquelle la plage de périodes servant à calibrer le spectre de l'accélérogramme est déterminée par l'analyste en fonction de la forme du spectre de l'accélérogramme.
Méthode H2	La méthode H2 est basée sur les travaux de Rozon (2008). Cette technique d'étalonnage s'apparente à la méthode des aires sous les spectres égales décrite précédemment, mais la plage de périodes sur laquelle l'étalonnage est effectué est variable.
Méthode IND	Méthode d'étalonnage où l'on ajuste l'amplitude de l'enregistrement de telle sorte que l'aire sous la courbe du spectre de l'accélérogramme soit égale à celle sous le spectre du CNBC pour une plage de périodes donnée
MFSE	Méthode de la force statique équivalente
M_v	Facteur qui permet de tenir compte des modes supérieurs
n_b	Le nombre de boulon
NPZ	Le nombre de passage par zéro sur la durée t_D
P	Force axiale maximale s'exerçant dans la connexion
P_{de}	Capacité de la connexion
PGA	Accélération de pointe au sol
PGV	Vitesse de pointe au sol
R	Coefficient de modification de la réponse (ATC)
R	Distance hypocentrale
R_d	Coefficient de modification de force liée à la ductilité
R_o	Coefficient de modification de force liée à la sur-résistance

S	Surcharge de neige
S_a	Accélération spectrale
Scénario M-R	Scénario magnitude-distance
S_{CT}	Accélération spectrale médiane d'effondrement
SM	Technique d'étalonnage : « Spectral matching »
S_{MT}	Accélération spectrale du spectre cible de la norme à la période fondamentale
Sous-ensemble FIT	Le sous-ensemble FIT est composé des 10 enregistrements dont les spectres se rapprochent le plus des valeurs du spectre du CNBC pour la ville et le site étudié sur une plage de périodes de 0,2 à 2,0 secondes.
Sous-ensemble TRY	Pour la sélection des 10 accélérographes du sous-ensemble TRY, nous avons d'abord déterminé un facteur d'amplification propre à chacun des accélérographes des scénarios M-R sélectionnés avec la méthode IND. Ensuite, pour les 5 scénarios M-R, nous avons fait la moyenne de ces facteurs et les deux enregistrements qui possédaient les facteurs les plus près de la moyenne ont été retenus dans le sous-ensemble TRY.
SX	Split-X
T	Période
T_1 ou T_{1-ADA}	Période fondamentale dynamique du modèle (mode 1)
T_2	Période dynamique du modèle (mode 2)
T_a ou $T_{a\text{ emp}}$	Période empirique donnée par CNBC 2005
t_D	Durée de Trifunac & Brady
T_{emp}	Période fondamentale empirique donnée par l'ATC

T_f	Effort de traction
T_r	Résistance pondérée en traction
Type CC	Construction conventionnelle
T_z	Effort de torsion maximal obtenu lors de l'analyse spectrale
V ou V_{MFSE}	Force sismique latérale minimale
V_d	Force sismique latérale obtenue de l'analyse spectrale incluant R_d , R_o et I_E ($V_d = V_e \times I_E / R_d R_o$)
V_{de}	Force sismique latérale utilisée pour le design ($V_{de} = \text{MAX} [0,8V_{MFSE} ; V_d]$)
V_e	Force latérale équivalente élastique obtenue de l'analyse dynamique linéaire
V_f	Effort de dimensionnement, soit le maximum entre T_f et C_f
V_{incr}	Vitesse incrémentale
V_{max}	Cisaillement à la base maximal
V_s	Résistance au glissement des boulons
$V_{s\ 30}$	Vitesse des ondes sur les 30 premiers mètres
$V_{Ta,dyn}$	Force sismique latérale obtenue à la période dynamique de la structure
W	Poids sismique
β_{DR}	Incertitude liée aux exigences de dimensionnement
β_{MDL}	Incertitude liée à la modélisation
β_{RTR}	Incertitude entre les mouvements sismiques
β_{TD}	Incertitude sur les données expérimentales

β_{TOT}	Incertitude totale du système
δ_p	Déformation axiale inélastique obtenue des analyses temporelles inélastiques
δ_{rupt}	Valeur définie comme étant la déformation à laquelle la force ré-atteindra 80% de la force maximale obtenue
δ_u	Déformation atteinte lorsque la force est maximale
δ_{ult}	Déplacement ultime au toit
$\delta_{y,eff}$	Déplacement au toit effectif représentant la plastification
ξ	Facteur d'amortissement du sol
$\phi_{1,b}$	Coordonnée du mode fondamentale à l'étage x
ϕ_b	Coefficient de tenue du boulon
γ	Poids volumique du sol
Ω	Facteur de sur-résistance (ATC)
ρ	Masse volumique

INTRODUCTION

Problématique

Le facteur de modification de force lié à la ductilité, R_d , utilisé dans le Code National du bâtiment CNBC 2005 (CNRC (2005)) lors du calcul des charges sismiques varie entre 1,0, pour un système non-ductile, et 5,0, pour un système très ductile. De tous, les systèmes de la catégorie des Constructions Conventionnelles (type CC), ayant un facteur R_d de 1,5, sont les plus populaires dans la pratique car, contrairement aux autres types de construction ayant des coefficients R_d plus élevés, ils ne nécessitent pas de calcul par capacité ni l'application de règles particulières visant à obtenir un comportement ductile. En fait, on admet implicitement dans la norme que les systèmes structuraux de cette catégorie possèdent une certaine capacité intrinsèque à dissiper l'énergie sismique grâce à des mécanismes comme la plastification locale des éléments ou la friction au niveau des assemblages, mécanismes qui sont généralement disponibles dans les structures conçues et construites selon les pratiques usuelles. Pour les structures en acier de type CC, la seule règle de calcul supplémentaire exigée dans la clause 27.10 de la norme CSA-S16 (CSA (2006)) concerne les connexions et cette règle vise à éviter les modes de rupture fragiles dans les connexions. Pour éviter ce type de rupture, la norme propose deux méthodes : soit protéger la connexion en amplifiant l'effort de conception, ou avoir recours à des connexions qui auront une ductilité suffisante pour accommoder les déformations inélastiques attendues. Toutefois, il existe peu de données concernant les niveaux de forces ou de déformations auxquelles seront exposées les connexions des contreventements des constructions conventionnelles. De plus, le manque d'information sur la capacité de déformation d'une connexion, rend la conception d'une connexion ductile très difficile, ce qui contraint souvent le concepteur à utiliser la première approche, c'est-à-dire la protection d'une connexion non-ductile. Peu d'études ont été réalisées sur l'impact du comportement de ces connexions sur une structure. Toutefois, on peut s'attendre à ce que l'utilisation d'une connexion ductile soit avantageuse parce qu'elle permet au système de dissiper l'énergie du séisme et donc de réduire les efforts dans les autres éléments de la structure, comme les colonnes.

Par ailleurs, l'utilisation des structures en acier de la catégorie des constructions conventionnelles n'est pas permise pour tous les bâtiments. Une limite de hauteur de 15 m est imposée dans le CNBC 2005 pour les bâtiments ayant un facteur d'accélération spectrale de calcul à la période de 0,2 s, $I_E F_a S_a(0,2)$, supérieur à 0,35 ou un facteur d'accélération spectrale de calcul à 1,0 s, $I_E F_a S_a(1,0)$, supérieur à 0,3. Tel que montré au Tableau I.1 pour les bâtiments situés à Montréal et Vancouver, la limite de 15 m est presque toujours applicable, ce qui réduit considérablement le nombre d'applications possibles des structures de type CC.

Tableau I.1 - Coefficient $I_E \times F_a \times S_a(0,2)$ pour les structures localisées à Montréal et Vancouver

	$I_E \times F_a \times S_a(0,2)$				
Site	A	B	C	D	E
Montréal	0.54	0.60	0.69	0.78	0.81
Vancouver	0.75	0.92	0.94	1.03	0.89

Cependant, pour les bâtiments de type CC dont le système de résistance aux charges sismiques comprend des refends en béton armé, les limites de hauteur prescrites dans le CNBC 2005 sont moins sévères et varient entre 30 et 40 m. Par conséquent, la limite de 15 m qui est actuellement imposée aux bâtiments en acier de type CC est défavorable pour ce type de construction. Dans les deux cas, ces limites de hauteur ont été fixées sur la base du jugement et de l'expérience, dû au manque de données scientifiques. Dans l'optique d'obtenir des données scientifiques pour les structures en acier de type CC possédant des connexions non-ductiles et ductiles, et de discuter la limite de hauteur proposée, ce mémoire portera principalement sur l'étude du comportement de bâtiments de type CC ayant des connexions non-ductiles et ductiles.

Pour étudier le comportement des structures, des analyses temporelles élastiques et inélastiques sont habituellement utilisées. Pour réaliser ces analyses, des accélérogrammes historiques sont généralement utilisés. Ces derniers sont disponibles dans plusieurs banques de données, par exemple celle de PEER (2006) ou USGS (2007). De nombreux accélérogrammes historiques sont disponibles pour l'ouest du continent nord-américain, mais pour l'est, les données sont moins nombreuses. En fait, les trois seuls séismes d'importance enregistrés dans l'est du Canada sont ceux de Saguenay (1988), de Nahanni (1985) et de Miramichi (1982). Par conséquent, le manque de données réelles représentatives des sites étudiés, ainsi que la volonté d'utiliser des accélérogrammes dont les spectres sont compatibles avec ceux des normes, forcent les

ingénieurs et sismologues à développer des enregistrements artificiels à l'aide de modèles numériques. Dans ce mémoire, il sera question des accélérogrammes artificiels générés par la méthode stochastique élaborée par Atkinson (2009) pour des sites de catégories A, C, D et E de l'Amérique du Nord. Malgré le fait que les accélérogrammes générés par le modèle d'Atkinson (2009) ont été calibrés sur des séismes historiques, une question demeure : Est-ce que la réponse d'une structure soumise à des accélérogrammes artificiels est comparable à celle obtenue avec des séismes historiques? Pour répondre à cette question, ce mémoire portera également sur la comparaison des réponses de structures soumises à des accélérogrammes synthétiques et historiques.

À l'heure actuelle, plusieurs séismes synthétiques et/ou historiques sont disponibles et l'abondance de ces séismes rend la sélection d'enregistrements sismiques très difficile. Pour guider le concepteur, le CNBC 2005 stipule que les enregistrements sismiques utilisés doivent correspondre à ceux qui ont été enregistrés à des magnitudes et distances équivalentes à celles correspondant au risque sismique du site étudié et qu'ils doivent être compatibles avec le spectre de dimensionnement. Cependant, ces critères demeurent subjectifs : comment sélectionner les séismes appropriés? Et comment étalonner les séismes pour que leurs spectres soient « compatibles » avec l'aléa sismique anticipé et les normes de conception? Étant donné toutes les interrogations sur la sélection et l'étalonnage des mouvements sismiques synthétiques et historiques, un chapitre de ce mémoire portera sur l'étude des accélérogrammes à utiliser pour les analyses temporelles.

Un autre aspect important à considérer lors du choix des mouvements sismiques est la géotechnique du site sur lequel la structure est construite. Suivant les caractéristiques dynamiques des sites, le sol peut modifier (amplifier ou dé-amplifier) significativement les mouvements sismiques. Ce problème est d'autant plus important sur les sols meubles, car ce sont eux qui amplifient le plus les mouvements sismiques, ce qui pourrait être néfaste pour les structures. Généralement, les bâtiments sont construits sur des sols très denses (sites de catégorie C, CNBC 2005), cependant, il arrive que des bâtiments soient construits sur des sols meubles (sites de catégorie E, CNBC 2005). Pour étudier les effets de ces deux conditions de site, les structures étudiées dans ce mémoire seront localisées sur des sites de catégories C et E. Par conséquent, pour étudier des bâtiments situés sur des sites de catégorie E, des enregistrements sismiques représentatifs sont requis. Pour l'ouest du continent nord-américain,

quelques séismes historiques enregistrés sur ce type de site sont disponibles, mais pour l'est, ce n'est pas le cas. Pour pallier au fait que peu de séismes ont été enregistrés sur des sols meubles, les chercheurs ont étudié l'amplification des mouvements sismiques dans ce type de sol. Pour l'ouest du continent nord-américain, plusieurs études sur le sujet ont été effectuées tandis que pour l'est, les données et les études sont beaucoup moins nombreuses. Les différences importantes qui existent entre les caractéristiques sismotectoniques des sols de l'est et de l'ouest du Canada, comme le contenu fréquentiel, l'atténuation, etc., entraînent des modifications des mouvements sismiques différentes et c'est pourquoi les études faites dans l'ouest ne peuvent pas être directement extrapolées pour l'est. Pour explorer cette problématique, un chapitre de ce mémoire portera sur les effets des sols meubles de l'est du Canada sur les mouvements sismiques.

Objectifs

Le premier objectif général du projet est d'élaborer une banque d'accélérogrammes représentatifs des sites étudiés qui serviront lors des analyses temporelles. Plus spécifiquement, les objectifs sont de :

- Étudier, pour l'est du Canada, l'amplification des mouvements sismiques due aux effets de site;
 - Observer comment des accélérogrammes enregistrés ou générés au roc sont amplifiés lorsqu'ils traversent des sols meubles typiques de l'est du Canada.
 - Commenter l'amplification due aux effets de site utilisée lors de la génération des séismes artificiels d'Atkinson (2009), pour l'est du Canada
- Comparer les réponses inélastiques d'une structure en acier de type CC soumise à des accélérogrammes synthétiques et historiques;
- Suggérer une méthode de sélection et d'étalonnage des mouvements sismiques.

Le deuxième objectif du projet est d'étudier le comportement sismique des structures en acier de type CC. Plus spécifiquement, les objectifs sont de :

- Étudier le comportement des cadres de contreventements dont les connexions sont conçues comme non-ductiles, soit celles dimensionnées avec un effort correspondant aux forces gravitaires et aux forces sismiques amplifiées.

- Évaluer la demande de force sur les connexions
- Comparer la demande de force à la capacité de la connexion
- Commenter la pertinence de la limite de hauteur de 15 m
- Étudier le comportement des cadres de contreventements dont les connexions sont conçues comme étant ductiles.
 - Évaluer la demande de déformation inélastique sur les connexions
 - Comparer la demande de déformation à la capacité de la connexion
 - Commenter la pertinence de la limite de hauteur de 15 m
- Évaluer la performance sismique des cadres de contreventements dont les connexions sont conçues comme étant ductiles.
 - Évaluer la probabilité d'effondrement
 - Étudier le comportement des colonnes

Méthodologie

Pour atteindre le premier objectif relatif aux accélérogrammes à utiliser pour nos analyses, nous avons étudié le comportement d'un dépôt de sol soumis à des sollicitations sismiques à l'aide du logiciel d'analyse de sol Proshake. Nous avons également comparé les amplifications obtenues lors de cette étude avec celles données par les séismes synthétiques qui ont été utilisés dans le mémoire. Ensuite, les caractéristiques des séismes synthétiques et leurs effets inélastiques sur une structure ont été étudiés et comparés à ceux des historiques. Finalement, différentes méthodes de sélection et d'étalonnage des enregistrements sismiques ont été proposées et leurs effets inélastiques sur une structure ont été étudiés.

Pour réaliser l'étude du comportement sismique des contreventements en acier de type CC, 24 bâtiments de 2 à 10 étages situés à Montréal et à Vancouver sur des sites de catégories C et E ont été examinés. Nous avons utilisé des contreventements concentriques de type chevron et split-X, deux systèmes couramment utilisés en pratique. Tout d'abord, les 24 modèles étudiés ont été modélisés en considérant des connexions non-ductiles et des connexions ductiles (CSA-S16 clause 27.10 (b) et (a), respectivement). Par la suite, nous avons procédé à trois séries d'analyses visant à caractériser le comportement sismique global des constructions conventionnelles en acier :

- Analyses temporelles élastiques afin d'évaluer la demande de force dans les connexions non-ductiles.
- Analyses temporelles inélastiques afin d'évaluer la demande de déformation dans les connexions ductiles.
- Analyses temporelles inélastiques incrémentales afin de déterminer le niveau de confiance du système.

Finalement, les résultats des analyses sont présentés et discutés.

Organisation du mémoire

Le mémoire est divisé en 7 sections. L'Introduction présente la problématique, les objectifs et la méthodologie utilisée pour les analyses. Le premier chapitre présente une revue de la littérature portant sur des sujets connexes à la recherche présentée dans ce mémoire. Le deuxième chapitre décrit une étude préliminaire sur l'amplification des mouvements sismiques due aux effets de site. Le chapitre 3 porte sur une étude permettant d'examiner l'impact des méthodes de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes sur l'amplitude et la dispersion de grandeurs caractérisant la réponse d'une structure en acier. Dans le chapitre 4, le choix des bâtiments étudiés, leur modélisation et les paramètres d'analyses sont présentés. La validation des modèles y est également présentée ainsi que le détail des accélérogrammes choisis pour les analyses. Le chapitre 5 montre les résultats des différentes séries d'analyses réalisées ainsi qu'une discussion des résultats. Finalement, les conclusions du mémoire et les recommandations faites pour les analyses futures sont données dans la section Conclusion.

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue de la littérature portant sur des sujets connexes à ce projet de recherche. Cette revue permet d'introduire les logiciels et les études antérieures qui sont utilisés dans le mémoire ou essentiels à sa compréhension. Elle est décomposée en 5 parties: accélérogrammes artificiels, effets des sols sur les mouvements sismiques, méthodes de sélection des accélérogrammes, méthodes d'étalonnage des accélérogrammes et analyse de structures.

1.1 Accélérogrammes artificiels

Le manque de séismes historiques représentatifs des sites étudiés a forcé les ingénieurs et sismologues à développer artificiellement des enregistrements sismiques à l'aide de modèles numériques. Dans ce mémoire, les séismes synthétiques utilisés sont le résultat d'un modèle stochastique (Atkinson (2009)). Ce modèle permet de simuler des enregistrements sismiques en reproduisant sismologiquement la faille d'un séisme en utilisant l'approche « finite-fault ». Ainsi le modèle permet d'intégrer des effets tels que la géométrie des grandes ruptures ainsi que leurs effets sur l'atténuation et la directivité du signal. Les simulations sont effectuées avec le logiciel EXSIM (Motazedian et al. (2005)) qui est une version améliorée du modèle FINSIM (Beresnev et al. (2002)).

Le modèle est basé sur les équations développées par Atkinson et al. (2006). Ces dernières permettent de prédire les mouvements sismiques pour l'est et l'ouest du Canada. Ces équations ont été élaborées à partir du spectre de réponse (pseudo-accélération, 5% d'amortissement), de l'accélération horizontale de pointe et de la vitesse horizontale de pointe, pour des sites au roc (site de catégorie A, CNBC 2005). Le modèle permet également de tenir compte des effets des sites de catégories B, C, D et E (CNBC 2005, Figure 1.1) par amplification des enregistrements au roc.

À partir de ce modèle, une banque d'accélérogrammes a été générée pour l'ensemble du Canada (Atkinson (2009)). Pour un site donné (ville, PGA et catégorie du sol) 432 enregistrements sont disponibles. Par exemple, pour une étude à Vancouver sur un site de catégorie C, on retrouve 3 simulations aléatoires (3 essais) pour chacune des combinaisons des paramètres suivants : 2 magnitudes ($M_{6,5}$ et $M_{7,5}$); 8 azimuts autour de l'épicentre (0, 45, 90, 135, 180, 225, 270, 315

degrés) et 9 distances calculées à partir du centre de la faille (5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 et 100 km) (3 essais x 2 magnitudes x 8 azimuts x 9 distances = 432 enregistrements sismiques).

Table 4.1.8.4.A.
Site Classification for Seismic Site Response
 Forming Part of Sentences 4.1.8.4.(2) and (3)

Site Class	Ground Profile Name	Average Properties in Top 30 m as per Appendix A		
		Shear Wave Average Velocity, \bar{V}_s (m/s)	Standard Penetration Resistance, \bar{N}_{60}	Soil Undrained Shear Strength, s_u
A	Hard Rock	$\bar{V}_s > 1500$	Not applicable	Not applicable
B	Rock	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	Not applicable	Not applicable
C	Very Dense Soil and Soft Rock	$360 < \bar{V}_s < 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$s_u > 100\text{kPa}$
D	Stiff Soil	$180 < \bar{V}_s < 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 < s_u \leq 100\text{kPa}$
E	Soft Soil	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$s_u < 50\text{kPa}$
		Any profile with more than 3 m of soil with the following characteristics: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Plastic index $PI > 20$ ▪ Moisture content $w \geq 40\%$, and ▪ Undrained shear strength $s_u < 25\text{ kPa}$ 		
F	(1) Others	Site Specific Evaluation Required		

Notes to Table 4.1.8.4.A

(1) Other soils include:

- a) Liquefiable soils, quick and highly sensitive clays, collapsible weakly cemented soils, and other soils susceptible to failure or collapse under seismic loading.
- b) Peat and/or highly organic clays greater than 3 m in thickness.
- c) Highly plastic clays ($PI > 75$) with thickness greater than 8 m.
- d) Soft to medium stiff clays with thickness greater than 30 m.

Figure 1.1 - Classification des catégories de sites, tirée de la table 4.1.8.4.A. du CNBC 2005

1.2 Effets des sols sur les mouvements sismiques

Les mouvements sismiques servant à réaliser les analyses temporelles doivent être représentatifs de la sismotectonique du site en question. Le site sur lequel une structure est construite joue un rôle important sur la réponse de la structure. Par exemple, lors du séisme de Michoacan de 1985, une amplification importante des ondes sismiques a été observée dans la région de la ville de Mexico où les sols sont très mous. Cette amplification a causé des dommages considérables aux structures (Seed, Harry Bolton (1986)). Pour l'ouest du Canada et des États-Unis, plusieurs études sur l'amplification des mouvements sismiques due aux effets de site ont été effectuées, par exemple à partir du séisme de Loma Prieta en 1989 par Housner (1990). Toutefois, pour l'est du Canada, les données et études sur le sujet sont beaucoup moins nombreuses et il arrive souvent que les données de l'ouest sont extrapolées pour l'est malgré le fait qu'il existe une différence importante entre les propriétés sismotectoniques de ces deux régions.

Pour tenir compte des effets de site dans les modèles mathématiques permettant la génération d'accélérogrammes artificiels, les scientifiques ont développé des lois permettant de décrire l'amplification des mouvements sismiques en fonction des différents types de sol. Les signaux synthétiques d'Atkinson (2009) utilisent la loi d'amplification présentée dans Boore et al. (2008). Étant donné que les analyses temporelles effectuées dans ce mémoire se feront en partie avec des signaux générés artificiellement par Atkinson (2009), nous avons jugé utile de comparer, au Chapitre 2, les amplifications utilisées dans ces signaux avec des amplifications provenant d'analyses de la réponse de sol, réalisées avec le logiciel Proshake.

Proshake (EduPro Civil Systems Inc. (1999)) est un logiciel d'analyses linéaires unidimensionnelles qui permet d'étudier le comportement d'un dépôt de sol soumis à des sollicitations sismiques. Par unidimensionnel, on entend que les couches de sol modélisées sont considérées comme infiniment longues dans la direction horizontale, et par conséquent, seulement la propagation verticale des ondes de cisaillement est considérée. Le dépôt est modélisé par plusieurs couches de sol ayant différentes propriétés dynamiques telles que la masse volumique (ρ), le facteur d'amortissement (ξ) et la vitesse des ondes de cisaillement (V_s). Un accélérogramme peut être spécifié à n'importe quelle couche et le logiciel calculera la réponse de chacune des couches du dépôt de sol. La non-linéarité du sol n'est pas directement considérée dans l'analyse. Toutefois, l'approche itérative utilisée par le logiciel permet de modifier l'amortissement et le module de cisaillement du sol (G) en fonction du niveau de contrainte observé. Pour de plus amples détails sur le fonctionnement du logiciel et la dynamique des sols le manuel de l'utilisateur de Proshake et l'ouvrage de Kramer (1996) peuvent être consultés.

1.3 Sélection des enregistrements sismiques

Les méthodes de sélection développées au Chapitre 3 ont été élaborées en se basant en partie sur la désagrégation du risque sismique servant à déterminer les combinaisons de magnitude et distance (M-R) qui contribuent davantage à l'aléa sismique d'un site et sur la méthode de sélection des séismes utilisée dans la norme FEMAP695 (ATC (2009)). Ces deux sujets sont traités dans cette section.

1.3.1 Désagrégation du risque sismique

Dans le CNBC 2005, le paragraphe 4.1.8.12 alinéa 1) stipule que les enregistrements sismiques utilisés doivent correspondre à ceux qui ont été enregistrés à des magnitudes et distances équivalentes au risque sismique du site étudié. Dans ce mémoire, les magnitudes et les distances des tremblements de terre qui contribuent davantage au risque sismique d'une ville ont été sélectionnées à l'aide des désagréations du risque sismique fournies par les sismologues. Les désagréations pour les villes canadiennes sont données dans le fichier 4459 Halchuk et al. (2003) et ont été générées par GSCFRISK, une version modifiée de FRISK88 Risk Engineering Inc (1988). La méthodologie utilisée dans ce code est basé sur la méthodologie de Cornell-McGuire (McGuire (1993)). Il existe deux types de modèles sur lesquelles sont basées les désagréations : le modèle historique et le modèle régional. Le modèle historique utilise en général de relativement petites zones qui sont situées aux alentours des réseaux de failles sismiques historiques connus tandis que le modèle régional établit des zones sismiques probables plus étendues dans la région en question (file 4459). Notons que dans ce mémoire, nous avons choisi le modèle régional puisqu'il donnait des scénarios plus critiques que le modèle historique.

1.3.2 Méthode FEMA P695 ATC (2009)

L'ATC présente une sélection d'enregistrements sismiques historiques à utiliser pour l'ouest des États-Unis lors d'analyses temporelles. Le chapitre 6 de la norme présente de façon générale les séismes choisis et la technique pour les calibrer tandis que l'annexe A détaille les choix et les étapes d'étalonnage des enregistrements.

Pour le choix des séismes, les auteurs de l'ATC avaient initialement comme objectifs de respecter les points suivants :

- Être consistant avec la norme ASCE/SEI 7-05 (ASCE (2005))
- Utiliser des mouvements sismiques très forts
- Utiliser un grand nombre d'enregistrements
- Faire un choix indépendant du type de structure
- Faire un choix indépendant du site et du risque sismique

Toutefois, il s'est avéré impossible de trouver une série d'enregistrements qui rencontre tous ces objectifs. Par conséquent, des critères de sélection ont été déterminés. Ces derniers sont donnés et expliqués au Tableau 1.1).

Tableau 1.1 - Critères de sélections des séismes (ATC (2009))

Critères	Explications
Base de données : PEER (2006)	La base de données du PEER-NGA a été choisie parce qu'elle contient plus de 3550 enregistrements qui représentent plus de 160 événements sismiques de magnitudes variant de 4.2 à 7.9.
Magnitude : $M \geq 6.5$	La limite de magnitude de 6.5 a été fixée arbitrairement.
Types de failles : Décrochement horizontal ou renversé	Décrochement horizontal (strike-slip) ou renversé (reverse) ont été choisis car ce sont les deux types de failles typiques qu'on retrouve en Californie et dans l'ouest des États-Unis.
Type de sol : C*, D* et quelques B* *NEHPR	Les accélérogrammes sélectionnés ont été enregistrés principalement sur des sites de type C ou D et parfois sur des sols B (NEHPR). Notons que les enregistrements sur sols mous (E et F) ont été éliminés de la sélection.
Nombre d'enregistrements par événement : Au maximum 2	Au maximum deux enregistrements d'un même événement ont été sélectionnés (deux paires d'enregistrements) afin d'éviter les biais qui auraient pu être causés par un événement.
Enregistrements Forts : PGA > 0.2g PGV > 15 cm/s	Les enregistrements les plus forts ont été utilisés. Les enregistrements devaient avoir un PGA supérieur à 0.2g et un PGV supérieur à 15cm/s. Ces limites ont été fixées arbitrairement mais ce sont des valeurs pour lesquelles on observe habituellement des dommages.
Capacité des instruments de mesure : Contenu fréquentiel valable pour $T > 4$ sec	Les instruments qui n'étaient pas valides pour des périodes inférieures à 4 secondes ont été retirés du lot.
Localisation de l'instrument : « Free-field » ou à la base de bâtiment de faible hauteur	L'instrument doit être situé au niveau du sol ou le plus près possible de celui-ci afin que les enregistrements ne soient pas influencés par le comportement de la structure et/ou de l'interaction entre le sol et la structure.

Suite à ces critères de sélection, deux séries de séismes ont été choisies:

- 1- « Far-Field » qui contient 22 paires¹ d'enregistrements pour des sites situés à 10km² ou plus de la faille du séisme.
- 2- « Near-Field » qui inclut 28 paires¹ d'enregistrements pour des sites situés à moins de 10km² de la faille du séisme.

¹ 1 paire d'enregistrements = 1 séisme = 2 composantes

² La distance a été calculée en faisant la moyenne entre la distance de Campbell et celle de Joyner-Boore.

Toutefois, la série de séismes « Near-Field » est donnée à titre informatif et ne devrait être utilisée que si le besoin est.

1.4 Étalonnage des enregistrements sismiques

Une des méthodes d'étalonnage développée au Chapitre 3 a été élaborée en se basant en partie sur la méthode utilisée dans la norme FEMAP695 (ATC (2009)). Cette méthode est explicitée dans cette section. Par la suite, une seconde méthode d'étalonnage utilisée dans le projet SAC (Somerville et al. (1997)) est discutée.

1.4.1 Méthode FEMA P695 ATC (2009)

La méthode d'étalonnage de l'ATC est effectuée en deux étapes : étalonnage préliminaire fait par les auteurs de l'ATC et un étalonnage final fait le concepteur. Ces deux étapes sont présentées en détails dans les paragraphes suivants. Pour plus d'informations, le chapitre 6 et l'annexe A de la norme présentent la technique utilisée pour calibrer les enregistrements sismiques.

Étalonnage préliminaire faite par les auteurs de l'ATC

Dans l'ATC, l'étalonnage préliminaire des 22 paires d'enregistrements choisis se fait en deux étapes. Les accélérogrammes sont d'abord normalisés afin d'éliminer la variabilité existante entre les enregistrements due aux différentes magnitudes, distances, types de failles et conditions de sites des mouvements sismiques choisis. La normalisation des 22 paires d'enregistrements a été faite par rapport à la valeur médiane du PGV de la série de séismes. Toutefois, étant donné que les enregistrements ont deux composantes, il faut trouver le PGV moyen de chaque paire d'enregistrements. L'ATC a utilisé la moyenne géométrique pour trouver le PGV_{moyen} des 22 paires d'enregistrements de la série (Eq. 1-1).

$$PGV_{Moyen} = \sqrt{PGV_{Composante\ 1}^{PEER} \times PGV_{Composante\ 2}^{PEER}} \quad \text{Eq. 1-1}$$

Par la suite, la valeur médiane du PGV des séismes de la série a été déterminée. Chacune des 22 paires de séismes a été calibrée individuellement sur cette valeur médiane du PGV de la série (Eq. 1-2).

$$FA_i = \frac{\text{Médiane}(PGV_{\text{moyen}})}{PGV_{\text{moyen } i}} \quad \text{Eq. 1-2}$$

Notons que le même facteur d'amplification est appliqué aux deux composantes de l'enregistrement.

Étalonnage des enregistrements sismique par le concepteur

La deuxième étape d'étalonnage est faite par le concepteur. Tout d'abord, le concepteur détermine la valeur spectrale du code correspondant à la période fondamentale élastique de la structure étudiée ainsi que la valeur spectrale médiane des 22 séismes à cette même période. Par la suite, le rapport entre les deux valeurs est calculé (Eq. 1-3).

$$FA_{\text{unique}}^{22 \text{ séismes}} = \frac{S_a \text{ du code pour } T = T_{\text{Structure}}}{\text{Médiane}(S_a \text{ des 22 séismes pour } T = T_{\text{Structure}})} \quad \text{Eq. 1-3}$$

Finalement, le facteur d'amplification déterminé est appliqué aux 22 paires d'enregistrements. Ce facteur permettra d'amplifier ou de dé-amplifier la série de 22 séismes afin que la valeur spectrale à la période de structure soit supérieure à celle du code pour 50% des enregistrements et inférieure pour l'autre 50%.

1.4.2 Projet SAC (Somerville et al. (1997))

Dans le projet SAC, des séries d'enregistrements sismiques ont été choisies pour les villes de Boston, Seattle et Los Angeles. Les études ont été faites pour 2 probabilités de dépassement : 2% en 50 ans et 10% en 50 ans. Les paragraphes qui suivent présentent la méthode d'étalonnage qui a été utilisée pour les séries de séismes.

La méthode d'étalonnage consiste à choisir un facteur unique pour toute la série d'enregistrements. La valeur de ce facteur est choisie de telle sorte que la somme des carrés des erreurs entre le spectre cible et les spectres individuels à une période de 4 secondes soit minimisée. Pour obtenir un spectre individuel à l'aide des deux composantes du séisme, une moyenne des deux spectres a été effectuée. Notons que la forme des spectres de réponse des enregistrements n'a pas été modifiée par la procédure d'étalonnage.

Le choix de $T = 4$ secondes pour l'étalonnage est sécuritaire pour la majorité des spectres. En effet, la plupart du temps pour les longues périodes, les spectres tombent sous le spectre cible tandis que les accélérations spectrales des faibles périodes sont surestimées. Par conséquent, le choix de calibrer à $T = 4$ secondes est largement conservateur. Par exemple pour Boston, l'accélération spectrale maximale est de $0.3g$ et lorsque le facteur d'étalonnage est appliqué, l'accélération spectrale va jusqu'à $3g$. Ainsi, le choix fait par le projet SAC est largement sécuritaire, voir trop. Notons également que les facteurs d'étalonnages obtenus pour Boston variaient entre 0.27 et 9.58 , ce qui est discutable.

Note importante : Lors de la réalisation de ce projet de recherche, l'article d'Atkinson (2009) n'était pas encore finalisé et, pour ce projet, nous avons utilisé l'article initial soumis au journal. Cet article ne suggérait pas de méthode de sélection et d'étalonnage des mouvements sismiques et c'est pourquoi la méthode suggérée dans l'article final n'a pas été utilisée dans le cadre de cette recherche. Les détails concernant cette méthode sont donnés dans l'article d'Atkinson (2009) et sur le site web : <http://www.seisмотoolbox.ca/NBCC2005.html>.

1.5 Analyse de structures

Les structures étudiées ont été conçues selon les normes en vigueur : CSA-S16 et CNBC 2005. Les clauses de ces normes qui sont pertinentes pour cette recherche sont décrites aux paragraphes suivants. Notez que les clauses des normes présentées ici ne sont pas exhaustives et que seulement les sections utiles à la compréhension de ce mémoire ont été explicités. Pour de plus amples détails, le lecteur est prié de se référer aux normes de conception.

Notons également que les logiciels utilisés pour la conception et la modélisation seront présentés dans les chapitres correspondant.

CSA-S16 (CSA (2006))

Pour les structures en acier de type CC, la seule règle de calcul supplémentaire exigée pour ces systèmes est donnée à la clause 27.10 de la norme CSA-S16. Cette clause oblige le concepteur à dimensionner les connexions soit :

a) pour qu'elles montrent un comportement ductile suffisant, ou

b) pour qu'elles puissent résister aux efforts de gravité additionnés aux efforts sismiques amplifiés par $R_d = 1,5$.

CNBC 2005 (CNRC (2005))

Méthodes d'analyses

Pour l'analyse sismique d'un bâtiment deux méthodes sont suggérées dans le CNBC 2005 : 1) la méthode de la force statique équivalente et 2) la méthode dynamique. La première méthode s'applique si les critères suivants sont respectés :

- 1) la valeur de $I_{EFaSa}(0,2)$ est inférieure à 0,35; ou
- 2) il s'agit d'une structure ordinaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et dont les périodes latérales fondamentales sont inférieures à 2 s; ou
- 3) il s'agit d'une structure présentant une irrégularité de types 1, 2, 3, 4, 5, 6 ou 8, conformément au tableau 4.1.8.6., dont la hauteur est inférieure à 20 m et dont la période latérale fondamentale est inférieure à 0,5 s.

Sinon, la norme oblige d'utiliser la méthode dynamique. Cette dernière est privilégiée puisqu'elle a l'avantage de mieux caractériser les effets des mouvements sismiques qui sont des phénomènes dynamiques. Pour cette raison, la méthode dynamique basée sur la méthode modale du spectre de réponse est utilisée dans ce mémoire.

Période fondamentale, T_a

La section 4.1.8.11 du CNBC 2005 numéro 3) c) spécifie que la période fondamentale empirique d'un bâtiment à ossature contreventée équivaut à $T_{a \text{ emp}}$, calculé par l'équation Eq. 1-4, où h_n correspond à la hauteur du bâtiment, en mètres. Le CNBC 2005 permet également d'utiliser une méthode de mécanique pour estimer T_a . Cependant, cette période mécanique ne peut pas être supérieure à 2 fois $T_{a \text{ emp}}$ (Eq. 1-5).

$$T_{a \text{ emp}} = 0,025h_n \quad \text{Eq. 1-4}$$

$$T_a = \text{Min}[T_{\text{mécanique}} ; 2 \times T_{a \text{ emp}}] \quad \text{Eq. 1-5}$$

Accélération spectrale de calcul, $S_a(T_a)$

Une fois la période fondamentale du bâtiment calculée, il est possible déterminer l'accélération spectrale de calcul correspondante, $S(T_a)$, avec l'Eq. 1-6.

$$S(T_a) = F_a S_a(T_a) \text{ ou } F_v S_a(T_a) \quad \text{Eq. 1-6}$$

Dans cette équation, $S_a(T_a)$ représente l'accélération spectrale avec un amortissement de 5%, estimée pour une période de retour de 2 500 ans et F_a et F_v sont respectivement les coefficients d'accélération et de vitesse pour considérer les effets de sites.

Facteurs de modification de force, R_d et R_o

Pour les ossatures contreventées en acier de Type CC, une réduction des efforts sismiques est possible grâce à la ductilité et à la sur-résistance du système. La ductilité est la capacité d'une structure à dissiper de l'énergie en se déformant dans le domaine inélastique. Les méthodes de construction usuelles des bâtiments confèrent aux structures une ductilité intrinsèque. Par conséquent, le CNBC 2005 autorise, à l'article 4.1.8.9, l'utilisation d'un facteur de réduction des efforts R_d équivalent à 1,5. De plus, les structures dimensionnées selon les normes ont en réserve une sur-résistance qui est due entre autres aux coefficients de tenu, à la pondération des efforts, aux formules conservatrices, à la sur-résistance des matériaux, etc. Conséquemment, la norme nous autorise l'utilisation d'un facteur de réduction lié à la sur-résistance, R_o , égale à 1,3.

Catégorie de risque du bâtiment, I_E

Le tableau 4.1.2.1 du CNBC 2005 présente les quatre catégories de risque des bâtiments. Celles-ci sont basées sur l'usage prévu de la structure et un facteur multiplicatif lui est associé. Par exemple, pour un bâtiment jugé important, comme un hôpital, le facteur de risque I_E sera plus élevé. Lorsque l'usage du bâtiment est jugé normal, un facteur de 1,0 sera utilisé.

Effets des modes supérieurs, M_v

Étant donné que la méthode spectrale du CNBC 2005 est basée sur la période du mode fondamental de vibration de la structure, le code oblige l'utilisation du facteur M_v qui permet de tenir compte des modes supérieurs. Ces valeurs sont fournies au tableau 4.1.8.11 du CNBC 2005.

Poids sismique, W

La clause 4.1.8.2 du CNBC 2005 définit le poids sismique comme étant la charge permanente (D) (article 4.1.4.1. 3), 25% de la charge de neige (S), le contenu de tout réservoir et 60% du poids de stockage pour les aires de stockage, sauf pour des garages de stationnement. La charge permanente se définit comme étant le poids propre des éléments structuraux, le poids des matériaux de construction incorporés au bâtiment, le poids des cloisons, sans qu'il soit nécessaire qu'il soit supérieur à 0,5kPa, et le poids de l'équipement permanent.

Force sismique latérale minimale

Lors de l'utilisation de la méthode dynamique, il est exigé par l'article 4.1.8.12 du CNBC 2005 que le cisaillement à la base, V_d , obtenu de l'analyse dynamique soit égale ou supérieur à 80% de la force sismique latérale minimale, V , dans le cas où le bâtiment est régulier (tableau 4.1.8.6) et égale ou supérieur à 100% de V dans le cas d'un bâtiment irrégulier. L'équation Eq. 1-7 permet de calculer V .

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_E}{R_d R_o} W \geq \frac{S(2,0)M_v I_E}{R_d R_o} W \quad \text{Eq. 1-7}$$

Notons qu'il n'est pas nécessaire que la valeur de V soit supérieure la valeur fournie à l'équation Eq. 1-8.

$$V \leq \frac{2}{3} \frac{S(0,2)I_E}{R_d R_o} W \quad \text{Eq. 1-8}$$

Torsion

Les effets statiques des moments de torsion accidentels qui se produisent en même temps que les forces sismiques latérales doivent être pris en compte lors de l'analyse dynamique.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une revue de la littérature portant sur des sujets connexes à la recherche présentée dans ce mémoire, tels que l'analyse de sols (chapitre 2), les méthodes de sélection et d'étalonnage des séismes (chapitre 3) et les analyses de bâtiment (chapitre 4 et 5). Cette revue a donc permis d'introduire le logiciel Proshake et les études antérieures qui sont utilisés dans le mémoire ou essentiels à sa compréhension. Tout au long du mémoire, le lecteur est invité à s'y référer.

CHAPITRE 2 AMPLIFICATION DES ENREGISTREMENTS SISMIQUES DUE AUX EFFETS DE SITE DANS L'EST DU CANADA

Ce chapitre présente une étude préliminaire sur l'amplification des mouvements sismiques due aux effets de sites de catégories D et E (CNBC 2005) pour l'est du Canada. Cette étude a permis, premièrement, d'observer comment des accélérogrammes enregistrés ou générés au roc sont amplifiés lorsqu'ils traversent des sols mous typiques de l'est du Canada. Deuxièmement, cette étude a permis de comparer l'amplification due aux effets de site utilisée lors de la génération des séismes artificiels d'Atkinson (2009), pour l'est du Canada. Pour réussir à étudier ces effets, des analyses de la réponse de sol soumis à des mouvements sismiques ont été effectuées à l'aide du logiciel Proshake (EduPro Civil Systems Inc. (1999)) (Chapitre 1). Au total, 8 profils de sols mous typiques du Québec ont été sélectionnés (section 2.1) et une série de 14 enregistrements au roc ont été appliqués à la base de ces profils, soit 8 enregistrements historiques et 6 artificiels (section 2.2). Les résultats obtenus sont analysés à la section 2.3.1 et comparés aux séismes artificiels générés par Atkinson (2009) à la section 2.3.2.

2.1 Modélisation des profils de sol

2.1.1 Choix des profils de sol et des valeurs des paramètres caractéristiques

Au total, 8 profils de sol ont été choisis pour les analyses. Ces derniers sont basés sur 4 profils provenant de forages réels réalisés au Québec. Ils seront appelés I, II, III et IV. Le profil de sol I est situé à Saint-Alban et les caractéristiques du profil sont données dans Lefebvre et al. (1994) et résumé au Tableau 2.2. La localisation des sites II à IV ne pourra être donnée par soucis de confidentialité, les rapports de sol ne pouvant être rendus publics. Notons également que les profils de sol et les caractéristiques des sites étudiés proviennent de communications personnelles avec Prof. Denis Leboeuf, Ph.D., professeur en dynamique des sols de l'Université Laval.

À partir des caractéristiques de ces 4 profils de sol, nous avons généré 2 séries de 4 profils de sol ayant respectivement des valeurs de V_{s30} de 180 m/s (site catégorie E) et 270 m/s (site catégorie D moyen). Pour ce faire, nous avons augmenté ou diminué l'épaisseur de la couche de roc et les épaisseurs des autres couches ont été ajustées en conséquence. Prenons l'exemple du profil de

sol I, un sol de Saint-Alban (Lefebvre et al. (1994)). Les premiers 30 mètres de sol sont composés de 23,7 m de sol et de 6,3 m de roc. Le V_s de ce sol est de 203 m/s. Par conséquent, pour amener le sol de Saint-Alban à un site de catégorie E, on doit diminuer l'épaisseur de roc et ainsi augmenter les épaisseurs des autres couches de sol tandis que pour l'amener à un site de catégorie D, on doit faire la tâche inverse, soit augmenter l'épaisseur de roc.

Courbes utilisées

Les courbes de G/G_{\max} et d'amortissement utilisées en fonction des matériaux constituant la couche de sol du profil sont présentées au Tableau 2.1.

Tableau 2.1 - Les courbes G/G_{\max} et les courbes d'amortissement utilisées

Composition du sol	G/G_{\max} Courbe choisie (EduPro Civil Systems Inc. (1999))	Amortissement Courbe choisie (EduPro Civil Systems Inc. (1999))
Silt et argile	Vucetic-Dobry Vucetic et al. (1991)	Vucetic-Dobry Vucetic et al. (1991)
Sable	Seed-Idriss Sand Seed, H.B. et al. (1970)	Seed-Idriss Sand Seed, H.B. et al. (1970)
Roc	Rock Schnabel (1973)	Rock Schnabel (1973)

Types de sol

Les profils de sol I et II sont constitués d'argile, de silt et de sable tandis que les profils III et IV sont entièrement fait d'argile. Les profils détaillés des sols sont donnés à la section 2.1.2.

Vitesse des ondes

Les vitesses des ondes sur les 30 premiers mètres, V_{s30} , de chacun des profils de sol ont été calculées avec la formule donnée dans commentaire J du CNBC 2005 (Eq. 2-1).

$$\overline{V_s} = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches}}{\sum \left[\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Vitesse des ondes de cisaillement pour la couche}} \right]} \quad \text{Eq. 2-1}$$

2.1.2 Résumé des profils de sol choisis

Les détails des matériaux et des caractéristiques constituant les couches des profils sont donnés aux : Tableau 2.2 (profil de sol I), Tableau 2.3 (profil de sol II), Tableau 2.4 (profil de sol III) et Tableau 2.5 (profil de sol IV).

Tableau 2.2 - Caractéristiques des couches du profil de sol I

Vs (m/s)	γ (kN/m ³)	Épaisseur (m)		Matériel
		Site D	Site E	
90	17.6	0.70	0.20	Argile altérée IP = 27
80	17.6	2.50	0.75	
70	17.6	0.80	0.25	
62	17.6	0.70	0.20	
62	15.2	4.30	1.30	Argile silteuse molle IP = 26
66	15.2	0.70	0.20	
66	17.2	4.30	1.30	
100	17.2	4.90	1.50	Argile plus silteuse molle IP = 16
130	17.2	4.90	1.50	
165	17.2	4.90	1.50	
235	17.2	2.30	0.70	
235	19.2	2.60	0.80	Silt argileux et un peu de sable IP = 8
270	19.2	1.60	0.50	
330	19.2	8.90	2.70	
330	19.2	7.50	2.30	Sable dense
330	19.2	26.20	8.00	
2500	23.6	20.70	6.30	Roc

Tableau 2.3 - Caractéristiques des couches du profil de sol II

Vs (m/s)	γ (kN/m ³)	Épaisseur (m)		Matériel*
		Site D	Site E	
140	18.6	1.34	2.13	Sable
150	17.7	1.44	2.30	Sable silteux
154	17.7	2.03	3.23	
168	17.2	1.61	2.55	Silt sablonneux IP = 20
168	17.2	1.61	2.55	Sable silteux
210	17.7	1.71	2.72	Silt sablonneux IP = 20
182	16.7	1.77	2.81	Argile IP = 20
130	16.2	1.34	2.13	Argile silteuse IP = 20
130	16.2	1.61	2.55	Argile IP = 20
130	16.2	1.61	2.55	Argile silteuse IP = 20
2000	23.6	13.95	4.50	Roc

Tableau 2.4 - Caractéristiques des couches du profil de sol III

Vs (m/s)	γ (kN/m ³)	Épaisseur (m)		Matériel*
		Site D	Site E	
59.8	16.2	0.51	0.83	Argile silteuse molle IP = 20
55.3	16.2	0.26	0.41	
49.1	16.2	0.60	0.96	
43.5	16.2	0.68	1.10	
49.1	16.2	0.26	0.41	
57.6	16.2	0.60	0.96	
59.8	16.2	0.60	0.96	
59.8	16.2	0.60	0.96	
58.7	16.2	0.68	1.10	
56.5	16.2	0.34	0.55	
1500	23.6	24.90	21.75	Roc

Tableau 2.5 - Caractéristiques des couches du profil de sol IV

Vs (m/s)	γ (kN/m ³)	Épaisseur (m)		Matériel*
		Site D	Site E	
93.0	16.4	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 29
72.2	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 42
70.3	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 34
62.2	16.7	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 29
66.4	16.7	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 39
72.2	16.7	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 37
72.2	15.9	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 38
72.2	15.9	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 35
74.0	15.9	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 34
77.5	16.5	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 34
77.5	16.0	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 34
84.1	16.0	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 33
90.1	16.0	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 38
90.1	16.5	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 38
90.1	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 27
90.1	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 27
90.1	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 29
94.4	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 29
94.4	16.2	0.40	0.65	Argile-Silt IP = 8
90.1	23.6	22.40	17.65	Roc

2.2 Enregistrements sismiques

Une fois les profils de sol définis, 8 enregistrements historiques et 6 synthétiques ont été sélectionnés pour les analyses. Les séismes historiques utilisés sont ceux qui ont été enregistrés lors du tremblement de terre du Saguenay en 1988 et celui de Nahanni en 1985. Ces accélérographes ont été sélectionnés car ils ont été enregistrés avec des stations installées

directement au roc et parce qu'ils sont représentatifs des tremblements de terre intra-plaques qu'on retrouve dans l'est du Canada. Nous avons retenu les enregistrements provenant des sites de La Malbaie, Chicoutimi-Nord et Les Éboulements pour le séisme du Saguenay et les enregistrements provenant du site 03 pour le séisme de Nahanni. À noter qu'il y a eu un problème d'amortissement avec l'accéléromètre vertical du site Les Éboulements lors du séisme du Saguenay, toutefois étant donné que seulement les enregistrements horizontaux ont été utilisés dans le cadre de cette recherche, nous avons ignoré ce problème. Les accélérogrammes artificiels ont été sélectionnés dans la base de donnée fournie par Atkinson (2009). Dans cet article, un exemple a été fait avec les enregistrements numéro 11, 46, 163, 269, 322 et 349. Ces 6 séismes artificiels, générés au roc (site de catégorie A), ont été utilisés pour les analyses dans Proshake. Les caractéristiques des enregistrements historiques sont données au Tableau 2.6 et celles des synthétiques au Tableau 2.7. Les spectres des enregistrements historiques sont illustrés à la Figure 2.1 et ceux des synthétiques à la Figure 2.2.

Tableau 2.6 - Caractéristiques des 8 enregistrements historiques

No	Évènement	Magn.	Distance R, (km)	Station	Azimut	PGA	Durée
1	25 jan. 1988 Saguenay	5.7 (M_s)	97	La Malbaie, Qc	63	0.186	19
2	25 jan. 1988 Saguenay	5.7 (M_s)	97	La Malbaie, Qc	333	0.194	19
3	25 jan. 1988 Saguenay	5.7 (M_s)	52	Chicoutimi-Nord, Qc	124	0.124	30
4	25 jan. 1988 Saguenay	5.7 (M_s)	52	Chicoutimi-Nord, Qc	214	0.060	30
5	25 jan. 1988 Saguenay	5.7 (M_s)	95	Les Éboulements, Qc	000	0.131	34
6	25 jan. 1988 Saguenay	5.7 (M_s)	95	Les Éboulements, Qc	270	0.107	34
7	23 déc. 1985 Nahanni	6.9 (M_b)	25	Battlement Creek, T. N-O	270	0.125	21
8	23 déc. 1985 Nahanni	6.9 (M_b)	25	Battlement Creek, T. N-O	360	0.102	21

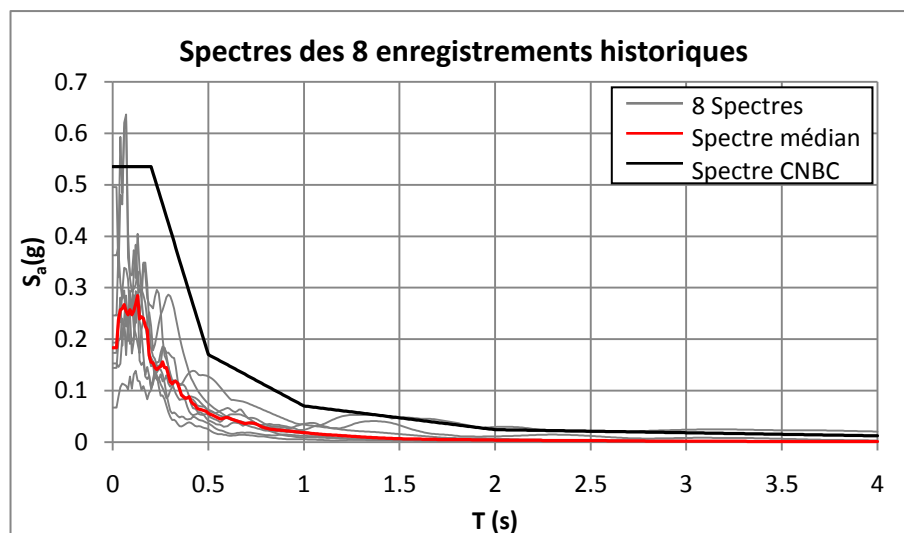


Figure 2.1 - Spectres des 8 enregistrements historiques

Tableau 2.7 - Caractéristiques des 6 enregistrements synthétiques

No	Évènement	Magn.	Essai	Azimet	Distance R, (km)	PGA	Durée
11	Simulé - TSenaA_1122	6	1	0	10	0.493	13
46	Simulé - TSenaA_1161	6	1	225	5	0.449	10
163	Simulé - TSenaA_1331	6	3	90	5	0.118	11
269	Simulé - TSenaA_2168	7	1	225	50	0.236	26
322	Simulé - TSenaA_2247	7	2	45	40	0.091	24
349	Simulé - TSenaA_2277	7	2	180	40	0.180	21

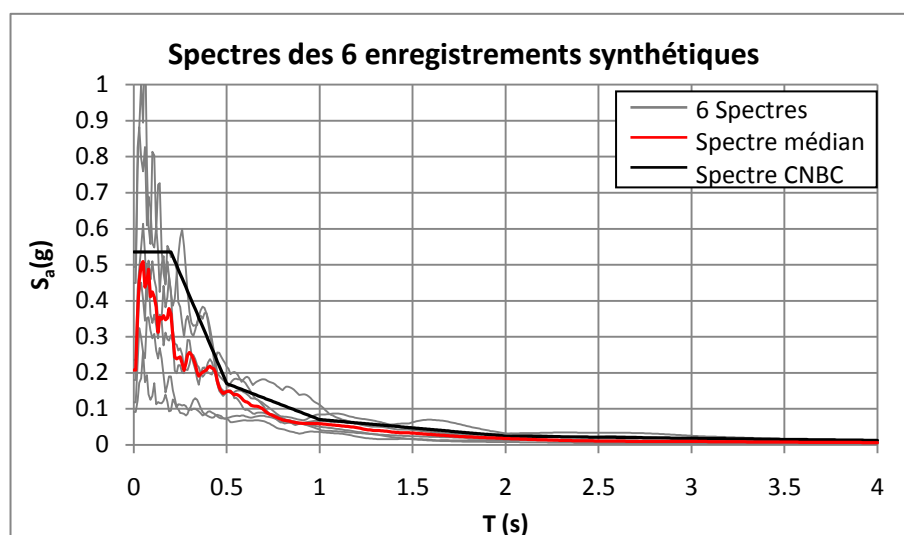


Figure 2.2 - Spectres des 6 enregistrements synthétiques

Les enregistrements historiques ont dû être modifiés afin de représenter le niveau de sollicitation exigé par le CNBC 2005. Pour ce faire deux méthodes ont été utilisées et sont présentées aux paragraphes suivants. Notons que ces deux méthodes d'étalonnage ont été choisies car elles sont peu complexes à exécuter tout en étant suffisamment précises pour l'étude effectuée.

1 – une technique qui permet de calibrer le spectre d'un accélérogramme sur un spectre cible en passant dans le domaine des fréquences. Cette technique sera appelée « spectral matching » par la suite et a été effectuée à l'aide du logiciel Spectre (Leclerc (2006)).

Cette méthode d'étalonnage consiste, tout d'abord, à calculer le spectre d'accélération de l'accélérogramme, pour un amortissement donné et sur une plage de périodes spécifiée. Par la suite, le rapport entre le spectre cible et le spectre de l'accélérogramme est calculé pour chacune des fréquences de la plage considérée. Ensuite, l'accélérogramme est transformé en une série de Fourier et pour chacune des valeurs de fréquences évoquées précédemment, les amplitudes sont modifiées par le rapport entre le spectre cible et le spectre de l'accélérogramme. Les angles de phase demeurent inchangés. Le signal ainsi modifié dans le domaine des fréquences est finalement ramené dans le domaine du temps et une correction est apportée de telle sorte que la vitesse soit nulle à la fin du nouvel accélérogramme, souvent appelé « *base line correction* ». Le processus peut-être répété autant de fois que voulu ou pour respecter certains critères. Cette technique a toutefois le désavantage de modifier le contenu fréquentiel du mouvement sismique en modifiant l'énergie du séisme sur la plage de fréquences considérée.

2 – Étalonnage sur la valeur de l'accélération maximale prescrite par le code pour un roc, site de catégorie A ($PGA_{\text{Site A}} = F_a \times PGA_{\text{Site C}}$).

Cette méthode d'étalonnage consiste à appliquer à l'accélérogramme le facteur multiplicatif suivant : $PGA_{\text{Site A}} / \text{Accélération maximale de l'accélérogramme}$. Dans notre cas, le facteur $PGA_{\text{Site A}}$ est égale à $F_a \times PGA_{\text{Site C}}$ qui vaut $0,776 \times 0,43 = 0,33$.

Les spectres calibrés des accélérogrammes historiques sont illustrés à la Figure 2.3 (« spectral matching ») et à la Figure 2.4 (PGA). Notons que les enregistrements synthétiques n'ont subi aucun étalonnage puisqu'ils ont été générés pour être représentatifs d'un site de catégorie A de l'est du Canada.

Notons également que tous les spectres de réponse présentés dans ce mémoire sont des spectres d'accélération absolue. Les spectres résultants des analyses Proshake ont été directement obtenus du logiciel tandis que pour tous les autres spectres, le logiciel SeismoSignal (SeismoSoft Ltd (2009)) a été utilisé.

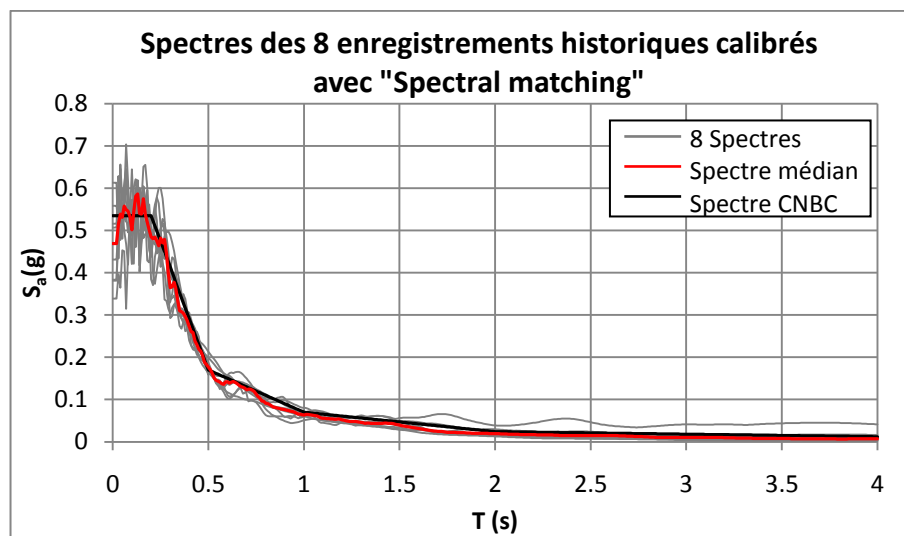


Figure 2.3 - Spectres des 8 enregistrements historiques calibrés avec "spectral matching"

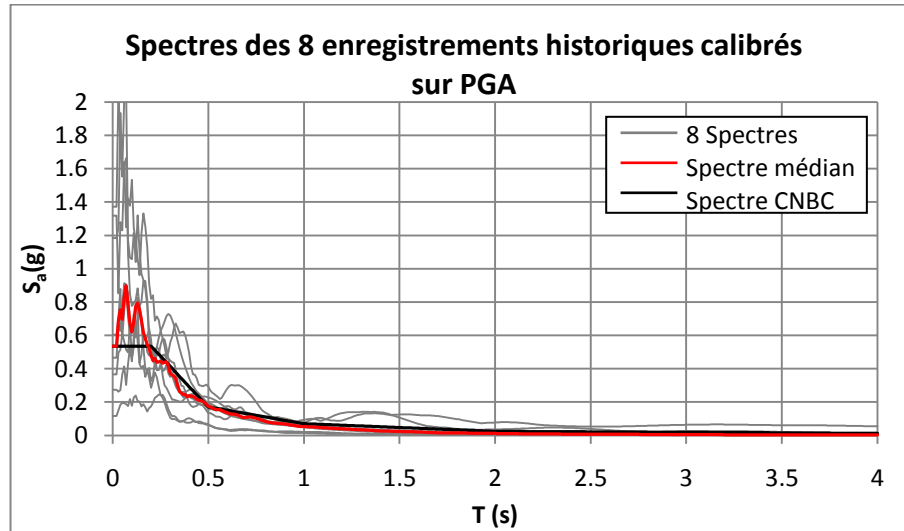


Figure 2.4 - Spectres des 8 enregistrements historiques calibrés sur le PGA

2.3 Analyses et résultats

2.3.1 Effets de site

La première phase de cette étude était d'observer comment des accélérogrammes enregistrés ou générés au roc sont amplifiés lorsqu'ils traversent des sols meubles typiques de l'est du Canada. En utilisant Proshake, nous avons fait passer les accélérogrammes synthétiques et historiques sélectionnés à la section 2.2 au travers des 8 profils de sol définis à la section 2.1, soit 4 profils de sol représentant des sites de catégorie D et 4 profils représentant des sites de catégorie E. Les deux résultats obtenus sont : les spectres résultants des accélérogrammes, soit les spectres obtenus une fois qu'ils ont traversé les profils de sol étudiés ainsi que l'amplification entre les spectres résultants et les spectres initiaux. Les détails des résultats sont présentés aux paragraphes suivants et un exemple d'un accélérogramme à la base et au sommet du profil de sol I est montré à la Figure 2.5.

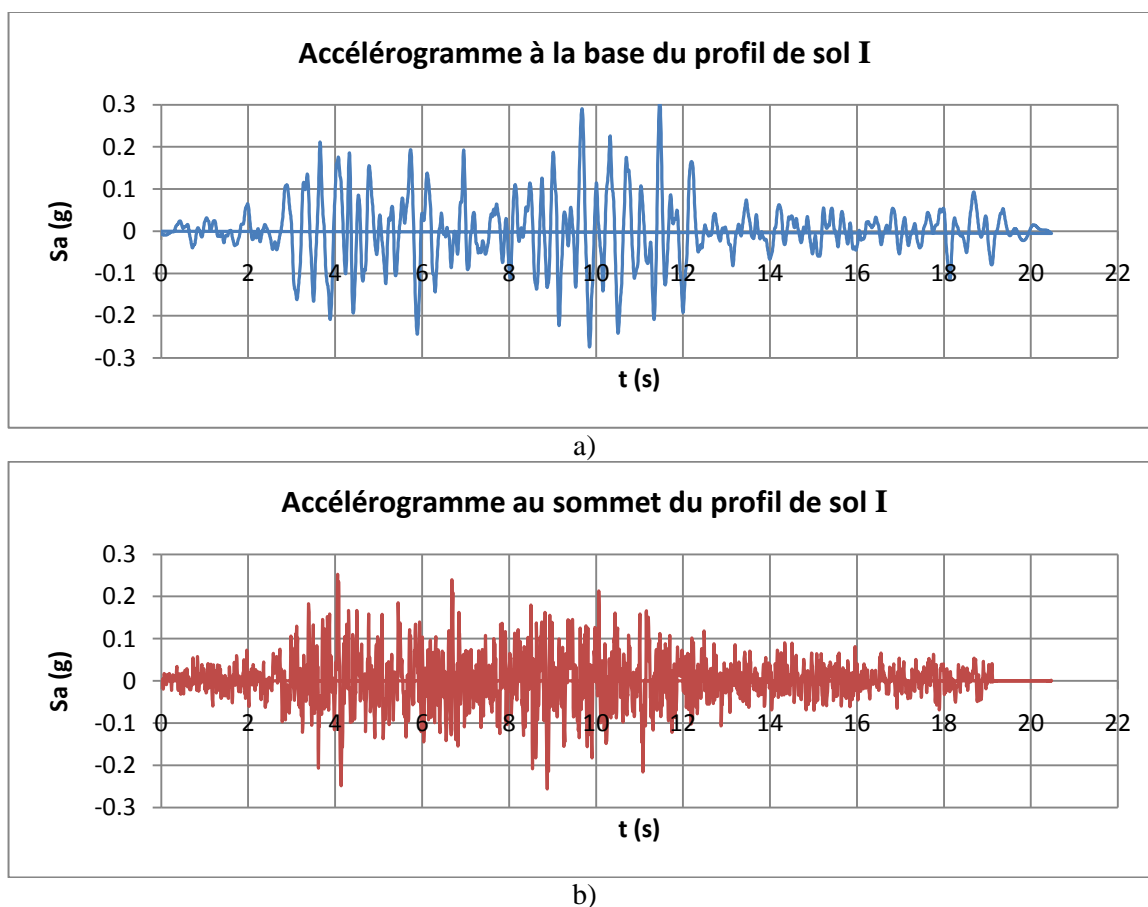


Figure 2.5 – Exemple d'un accélérogramme traversant le profil de sol I; a) base ; b) sommet

La première étape après avoir obtenu les accélérogrammes résultants a été de calculer leurs spectres. Étant donné le grand nombre de spectres obtenus, nous avons choisi de calculer les spectres moyens des trois ensembles de séismes étudiés : synthétiques, historiques calibrés avec spectral matching (SM) et historiques calibrés sur le PGA (PGA). Pour obtenir les spectres moyens de ces trois ensembles, nous avons, dans un premier temps, pour chacun des 4 profils de sol d'un site de même catégorie, fait la moyenne des accélérations spectrales des enregistrements d'un même ensemble de séismes et dans un deuxième temps, pour chaque ensemble, nous avons fait la moyenne des 4 spectres des 4 profils de sol. Les spectres moyens des séismes synthétiques, historique (SM) et historiques (PGA) sont présentés à la Figure 2.6 et à la Figure 2.7.

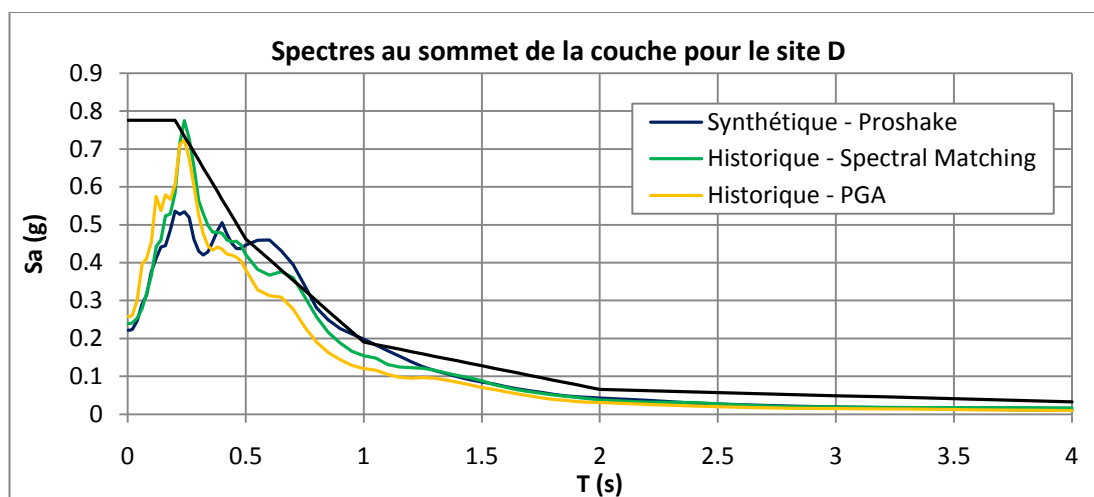


Figure 2.6 - Spectres résultants pour le site de catégorie D

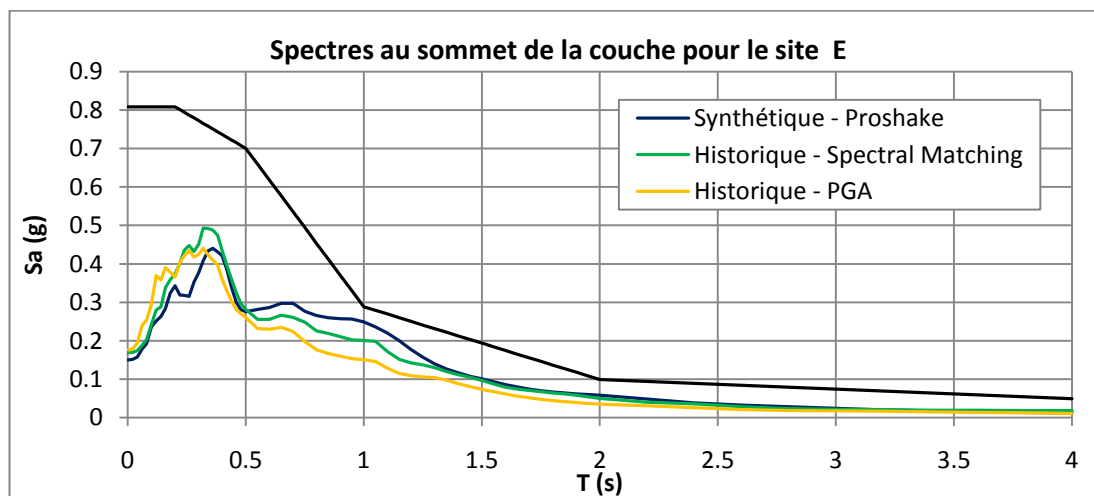


Figure 2.7 - Spectres résultants pour le site de catégorie E

On remarque que les spectres obtenus des analyses Proshake sont très similaires entre eux. Nous n'observons aucune divergence importante entre les séismes synthétiques et les historiques. De même, la méthode d'étalonnage choisie ne semble pas influencer les spectres résultants qui sont très similaires entre eux. De plus, on observe que les spectres résultants pour le site de catégorie D sont presque toujours inférieurs au spectre cible du CNBC 2005, surtout pour les périodes inférieures à 0,5 s et supérieures à 1,5 s. Toutefois, il faut noter que le spectre de dimensionnement du CNBC 2005 est conservateur pour les périodes inférieures à 0,2 s, à cause du plateau et que les valeurs spectrales du CNBC 2005 pour des périodes supérieures à 2,0 s sont encore incertaines et que faute de données, le CNBC 2005 pose $S_a(4,0\text{ s}) = S_a(2,0\text{ s})/2$, peu importe la ville et le site étudiés. Alors on pourrait supposer que les spectres résultants ne coïncident pas parfaitement avec ces zones du spectre pour ces raisons. Par ailleurs, on remarque que les spectres obtenus pour un site de catégorie E sont nettement inférieurs au spectre de conception. Par conséquent, les accélérogrammes correspondant à ces spectres ne pourraient pas être utilisés dans des analyses temporelles sans être recalibrer de façon à ce que leurs spectres soient compatibles avec celui du CNBC 2005.

La seconde étape a été d'observer l'amplification due aux effets de site en calculant le rapport entre les spectres de réponse au sommet des couches des différents profils de sol et les spectres qui étaient appliqués à leur base ($S_{a\text{ sommet}} / S_{a\text{ base}}$). Pour chacun des 8 profils de sol considérés, nous avons calculés, pour les 3 ensembles de séismes considérés (synthétiques, historiques SM et historiques PGA) les amplifications moyennes. Ces dernières ont été obtenues en faisant la moyenne des valeurs d'amplification des 6 enregistrements synthétiques et des 8 historiques, à chacune des périodes. Les figures suivantes montrent les amplifications pour les huit profils de sol étudiés (Figure 2.7 à 2.14). Sur ces graphiques, la courbe bleue montre la moyenne des amplifications ($S_{a\text{ sommet}} / S_{a\text{ base}}$) des 6 séismes synthétiques tandis que les courbes violettes et vertes montrent la moyenne des amplifications des 8 séismes historiques calibrés respectivement par « spectral matching » et par le PGA.

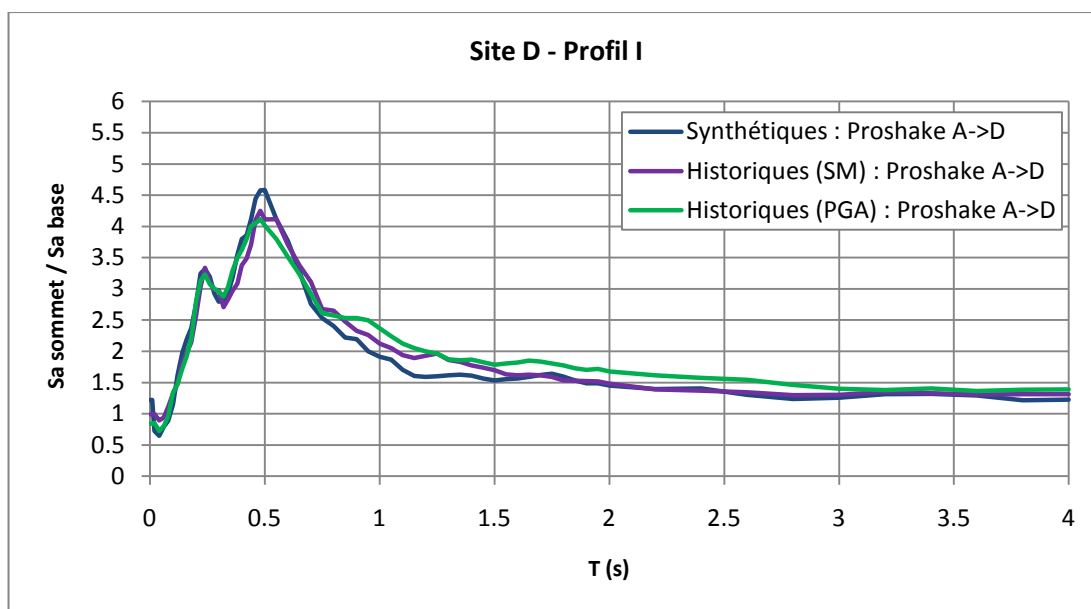


Figure 2.8 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil I, site de catégorie D

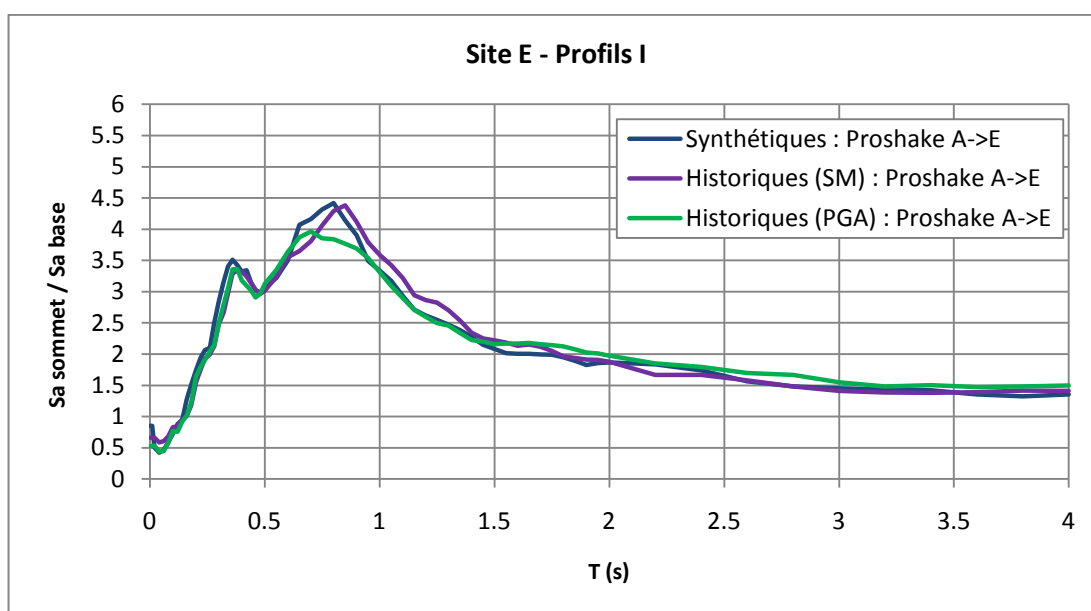


Figure 2.9 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil I, site de catégorie E

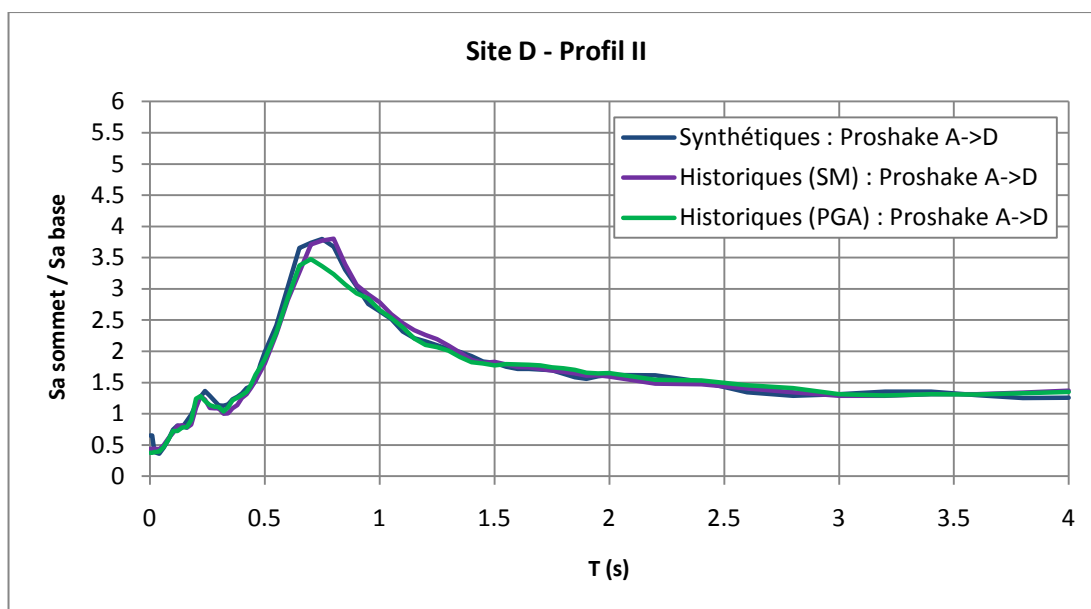


Figure 2.10 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil II, site de catégorie D

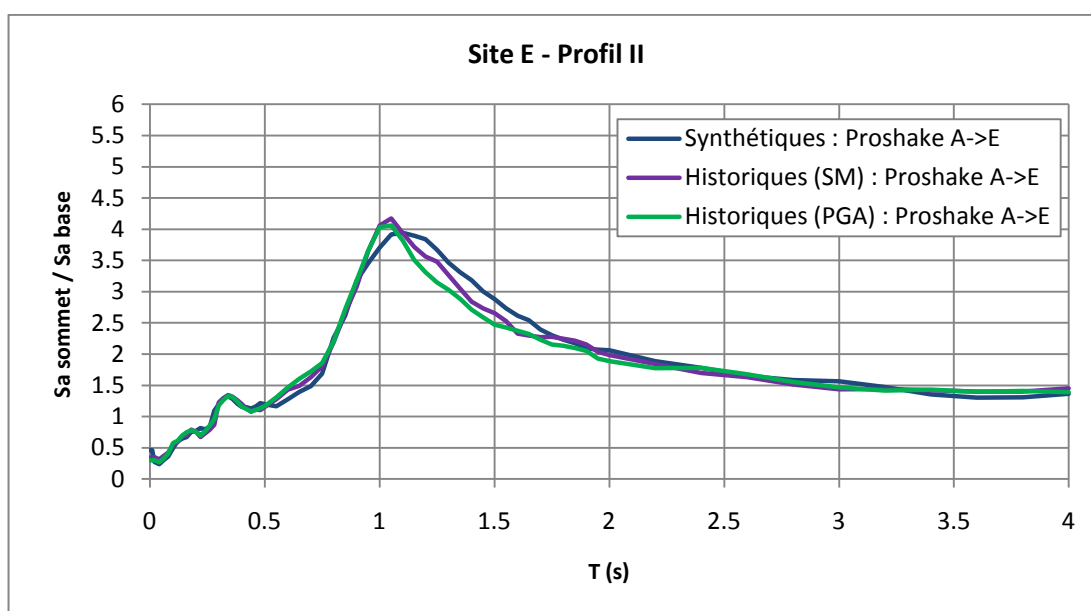


Figure 2.11 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil II, site de catégorie E

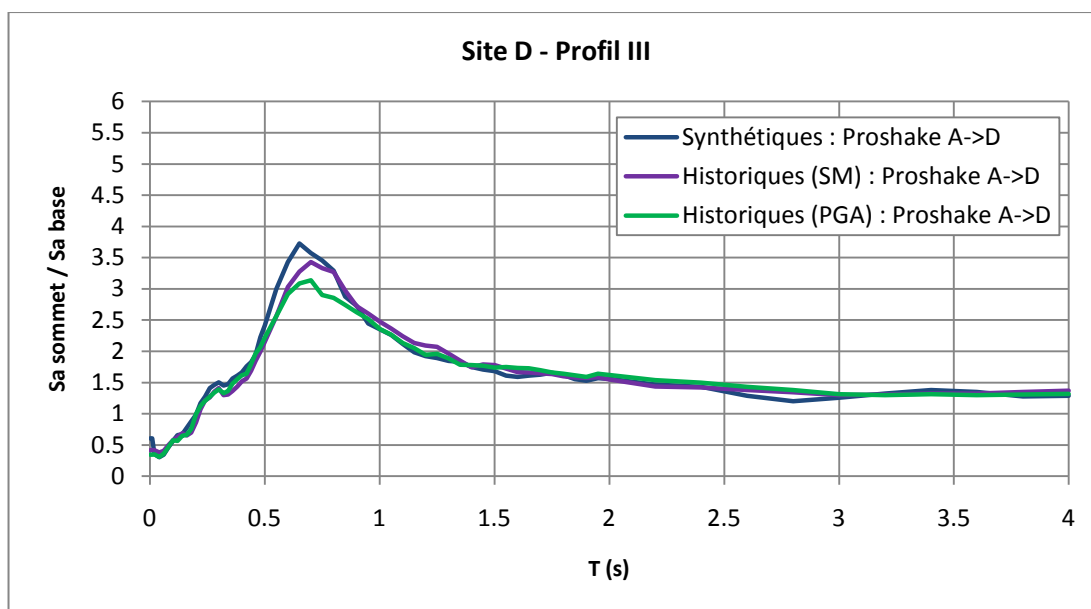


Figure 2.12 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil III, site de catégorie D

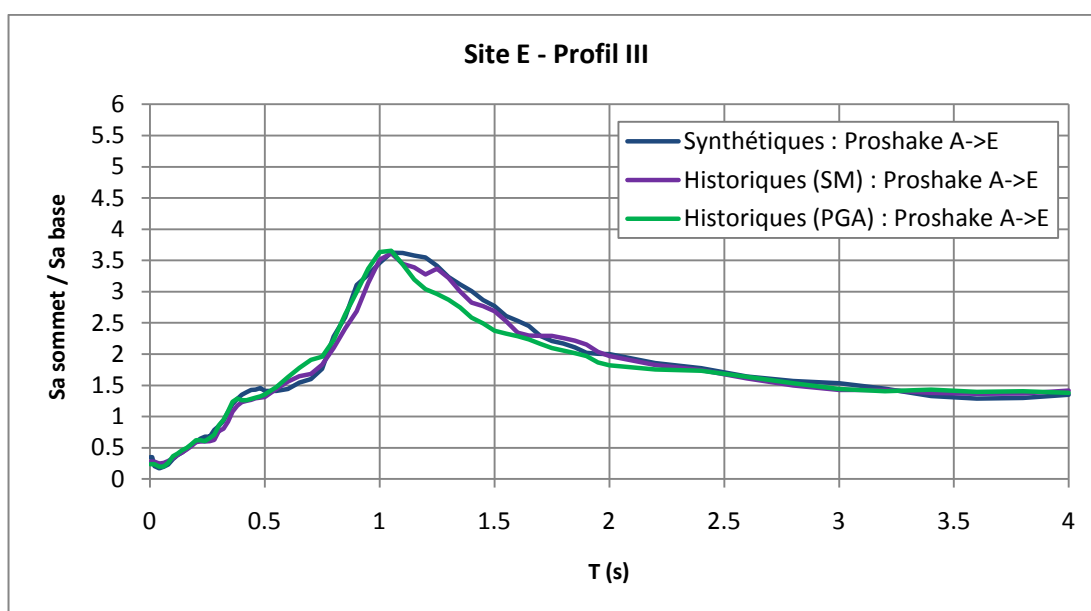


Figure 2.13 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil III, site de catégorie E

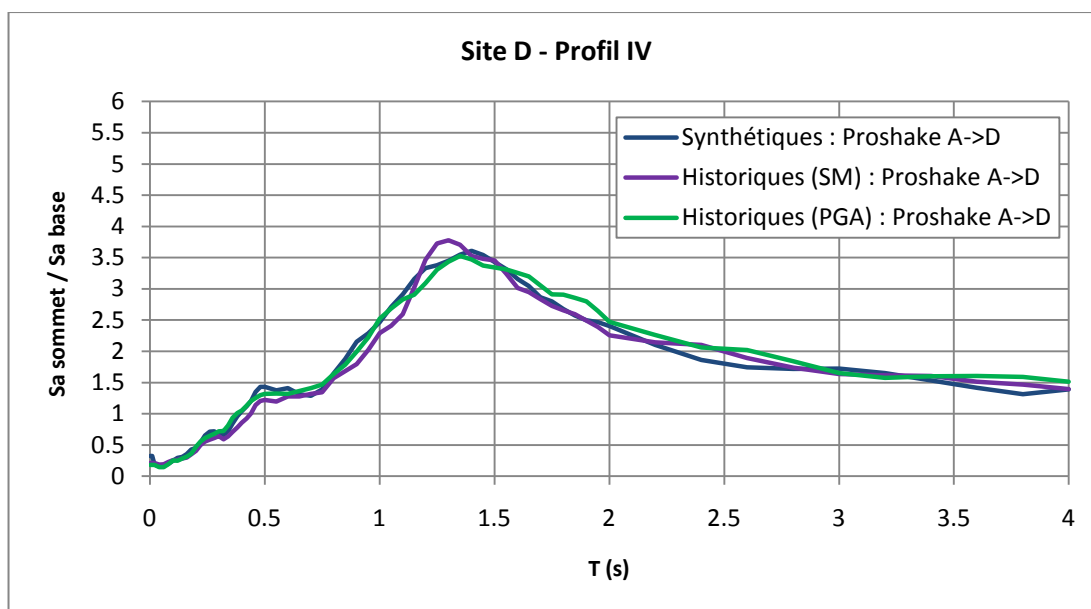


Figure 2.14 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil IV, site de catégorie D

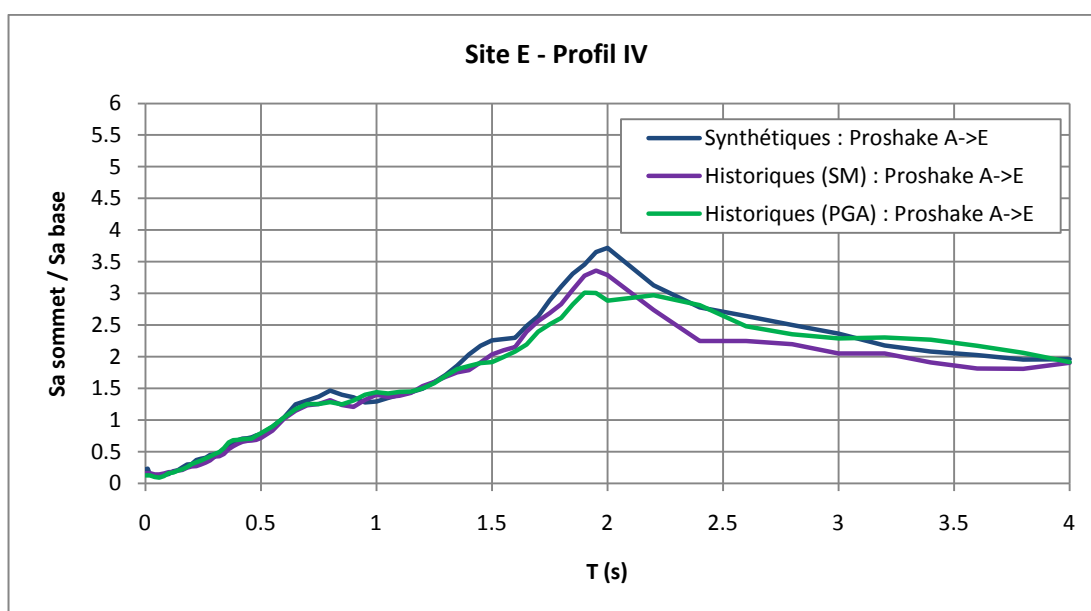


Figure 2.15 - Amplification des ensembles de séismes synthétiques et historiques, profil IV, site de catégorie E

Il est intéressant de constater que ces amplifications donnent des résultats très similaires pour les séismes artificiels et historiques et cela peu importe la méthode d'étalonnage utilisée.

De plus, on remarque que lorsqu'on fait passer les séismes historiques et synthétiques représentant un site de catégorie A à travers un profil de sol de catégorie D ou E à l'aide du logiciel Proshake, on observe une amplification en forme de cloche normale. En effet, l'amplification est localisée sur une petite plage de périodes, variant entre 0,5 et 2,0 s pour les profils étudiés, tandis que pour les autres périodes l'amplification est nettement moins importante. L'amplification maximale survient habituellement à la période fondamentale du sol (période calculée avec Proshake). On remarque également que plus le sol est mou (site E) plus la période fondamentale du dépôt de sol est grande et donc plus l'amplification se déplace vers les périodes supérieures.

2.3.2 Amplification des séismes artificiels d'Atkinson (2009)

Par la suite, nous avons comparé l'amplification due aux effets de site obtenue dans Proshake avec celle utilisée par Atkinson (2009) pour l'est du Canada. Pour ce faire, nous avons, premièrement, comparé les spectres résultants des accélérogrammes synthétiques générés pour un site de catégorie A qui ont traversé des profils de sol représentatifs de sites de catégories D et E dans Proshake avec ceux tirés de la base de données d'Atkinson (2009) qui ont été générés pour des sites de catégories D et E. Deuxièmement, nous avons comparé l'amplification entre les spectres résultants et les spectres initiaux des accélérogrammes résultants des analyses Proshake avec ceux d'Atkinson (2009). Les détails des résultats obtenus sont présentés aux paragraphes suivants.

Premièrement, les spectres résultants des accélérogrammes synthétiques analysés avec Proshake et ceux tirés d'Atkinson (2009) sont illustrés à la Figure 2.16 pour le site de catégorie D et à la Figure 2.17 pour le site de catégorie E. La ligne bleue représente le spectre moyen des séismes synthétiques analysés avec Proshake, soit les séismes synthétiques représentatifs d'un site de catégorie A qui ont traversé un profil de sol représentatif d'un site de catégorie D ou E. Ce spectre représente la moyenne des accélérations spectrales des 24 spectres (soit les 6 enregistrements sismiques des 4 profils de sol étudiés). La ligne rouge représente le spectre moyen des 6 enregistrements, représentatifs des sites de catégorie D et E, tirés directement de la base de données d'Atkinson (2009).

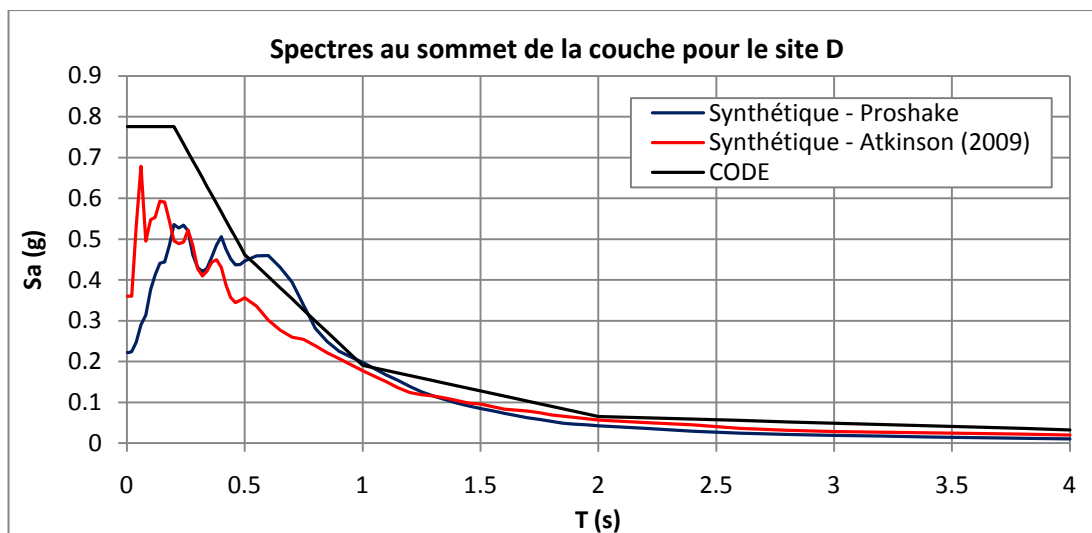


Figure 2.16 - Spectres résultants pour le site de catégorie D

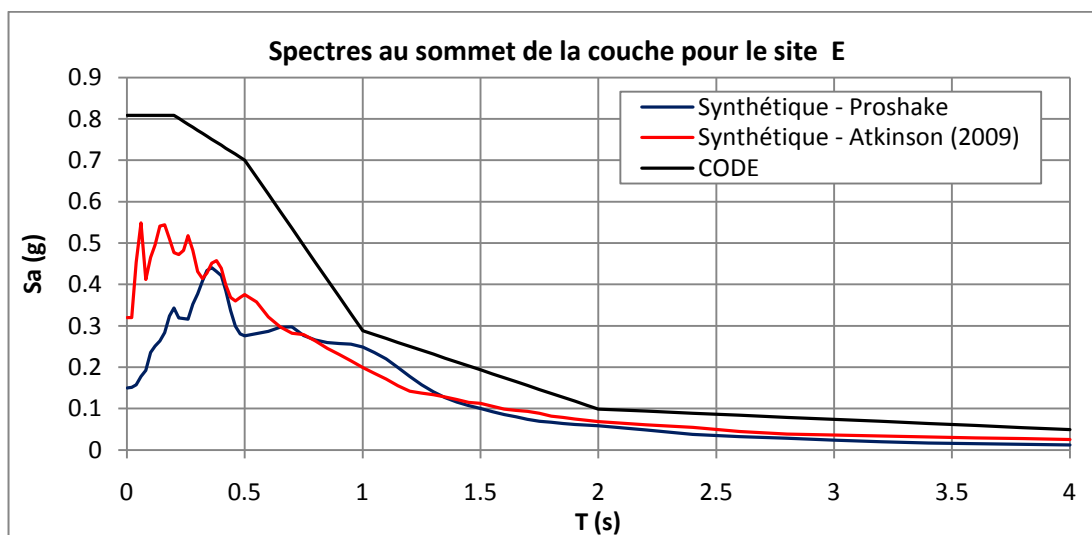


Figure 2.17 - Spectres résultants pour le site de catégorie E

Nous observons que les spectres des signaux artificiels d'Atkinson (2009) sont plus élevés sur les plages de périodes inférieures à 0,5 s et supérieures à 2,0 s que les spectres analysés avec Proshake. Étant donné que les séismes artificiels sont générés pour être compatibles avec le spectre du CNBC 2005 et que ce dernier est conservateur sur ces plages de périodes, on pouvait s'attendre à des accélérations spectrales plus importantes sur ces plages. Par ailleurs, on remarque que les spectres des accélérogrammes résultants, autant ceux analysés avec Proshake que ceux générés artificiellement, sont nettement inférieurs au spectre de conception. Par conséquent, les accélérogrammes correspondant à ces spectres ne pourraient pas être utilisés

dans des analyses temporelles sans être recalibrer de façon à ce que leurs spectres soient compatibles avec celui du CNBC 2005.

Deuxièmement, nous avons comparé les amplifications. La Figure 2.18 et Figure 2.19 représentent une synthèse des amplifications obtenues avec les séismes artificiels. La courbe rouge représente l'amplification des séismes artificiels, soit le rapport entre le spectre d'un site de catégorie D ou E avec celui d'un site de catégorie A directement tirés de la base de données fournie par Atkinson (2009) ($S_{a \text{ Spectre site D ou E}} / S_{a \text{ Spectre site A}}$). On remarque que cette amplification est relativement constante surtout pour des périodes supérieures à 0,75 s. Les 4 courbes de couleurs montrent, pour les 4 profils de sol étudiés, les moyennes des amplifications des 6 séismes artificiels analysés avec Proshake. Rappelons que les séismes artificiels analysés avec Proshake sont les séismes synthétiques représentatifs d'un site de catégorie A qui ont traversé un profil de sol représentatif d'un site de catégorie D ou E. La courbe noire est simplement la moyenne des amplifications des 4 profils de sol. La Figure 2.18 montre les résultats pour le site de catégorie D tandis que la Figure 2.19 montre les résultats pour le site de catégorie E.

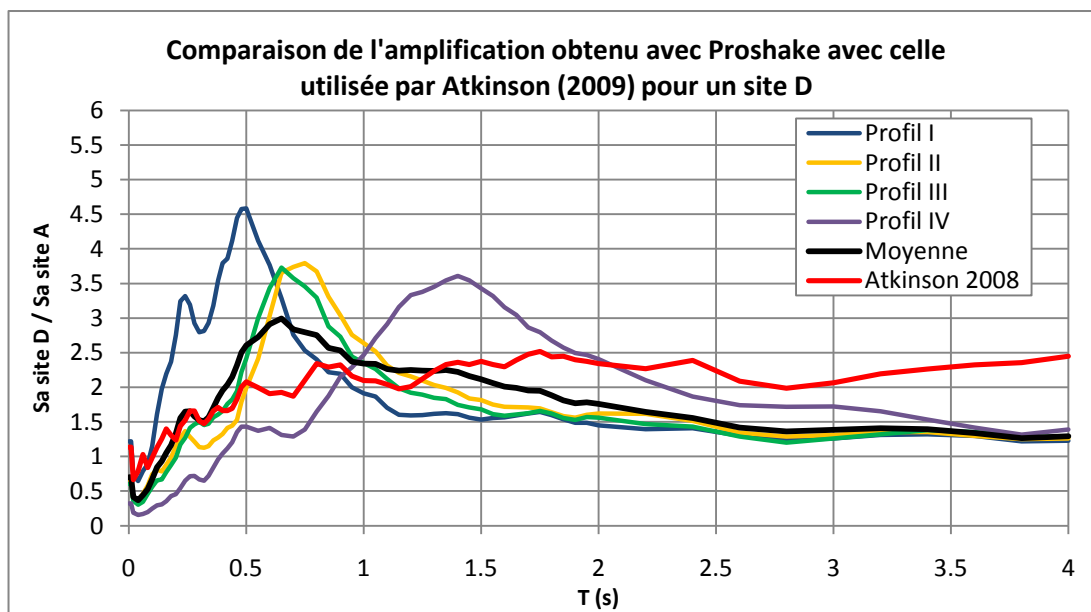


Figure 2.18 - L'amplification des séismes synthétiques des 4 profils de sol (site de catégorie D)

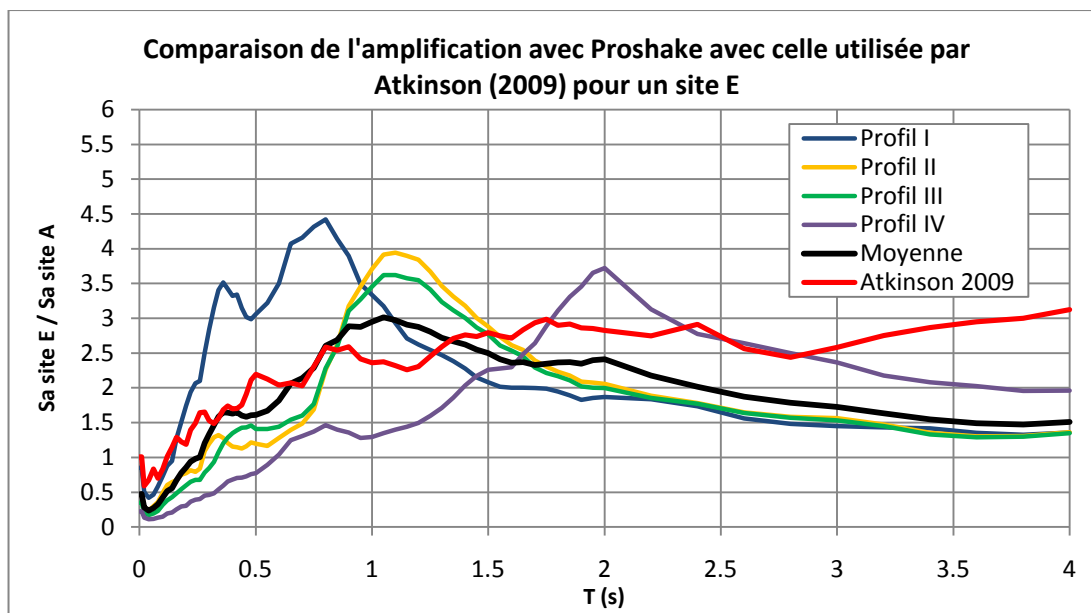


Figure 2.19 - L'amplification des séismes synthétiques des 4 profils de sol (site de catégorie E)

Comme précédemment on remarque que pour les périodes plus faibles ($< 0,5$) et plus élevés ($> 1,5$), l'amplification obtenue par Atkinson (2009) est plus grande que celle résultant des analyses Proshake. Cette amplification supérieure des signaux générés par Atkinson (2009) peut s'expliquer par le fait que ces signaux sont simulés pour être compatibles avec le spectre cible du CNBC 2005 et ce dernier est souvent conservateur dans les zones de périodes très petites ou très grandes, tel que mentionné précédemment. Par conséquent, ces signaux sont plus forts que ceux obtenus de Proshake, mais ils ont l'avantage de mieux approximer le spectre cible du CNBC 2005.

2.4 Conclusion

La première partie du chapitre était consacré à l'étudier des effets des sols mous sur l'amplification des mouvements sismiques. Les résultats obtenus précédemment montrent que les sols mous ont pour effets d'amplifier les mouvements sismiques au alentour de la période fondamentale du sol. Par conséquent, on observe une amplification est forme de cloche normale, soit très grande pour les périodes variant entre 0,5 et 2,0 s et beaucoup plus faible pour les autres périodes.

Le second objectif était d'étudier l'amplification due aux effets de site utilisée lors de la génération des séismes artificiels d'Atkinson (2009). D'après les analyses effectuées, on peut

conclure que l'amplification due aux effets des sites de catégorie D et E résultante des analyses de sol réalisées pour l'est du Canada est comparable à celle qu'on trouve dans les séismes synthétiques d'Atkinson (2009). Lors de ces analyses, nous avons également remarqué que dans plusieurs cas, les spectres de réponse des accélérogrammes étaient en deça du spectre du CNBC 2005 et, par conséquent, ils devront être calibrés avant d'être utilisés dans des analyses temporelles. Notons également, qu'on pourrait s'attendre à voir des résultats plus élevés avec les séismes artificiels qu'avec les séismes historiques pour les bâtiments qui ont des périodes inférieures à 0,5 et supérieures à 2,0 s, parce que pour ces périodes, les synthétiques ont des spectres de réponse plus élevés que les historiques mais qui sont néanmoins plus près du spectre du CNBC 2005 que ne le sont ceux des historiques.

Donc, en ce qui concerne l'amplification due aux effets de site, les séismes synthétiques fournis par Atkinson (2009) constituent une alternative acceptable dans les cas où des enregistrements historiques ne sont pas disponibles. Il faut toutefois porter une attention particulière à l'étalonnage de ces enregistrements. Pour ce faire, une étude sur la sélection et l'étalonnage des mouvements sismiques est présentée au chapitre suivant.

CHAPITRE 3 INFLUENCE DES MÉTHODES DE SÉLECTION ET D'ÉTALONNAGE DES ENREGISTREMENTS SISMQUES SUR LE COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE EN ACIER

Le principal objectif de ce chapitre est d'observer les conséquences découlant de la méthode adoptée pour la sélection et l'étalonnage des enregistrements sismiques sur le comportement inélastique d'une structure en acier. Ce chapitre présente tout d'abord les 2 méthodes de sélection et les 4 méthodes d'étalonnage des accélérogrammes utilisées. Par la suite, une comparaison des caractéristiques des enregistrements synthétiques et historiques est effectuée. Finalement, une étude sur une structure en acier de type CC, localisée à Vancouver sur un site de catégorie C, soumis aux différents ensembles d'accélérogrammes synthétiques et historiques est présentée.

3.1 Sélection et étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques

3.1.1 Sélection des enregistrements sismiques synthétiques

Dans ce mémoire, les séismes synthétiques utilisés sont le résultat d'un modèle stochastique (Atkinson (2009)). Les détails de ce modèle sont donnés brièvement dans la revue de littérature.

Scénarios Magnitude-Distance (M-R)

Étant donné la grande quantité d'enregistrements sismiques à notre disposition (432), un premier ensemble de 120 accélérogrammes a été sélectionné. La réduction du nombre d'enregistrement a été faite en conservant les combinaisons de magnitudes et de distances les plus probables pour le cas étudié, soit ceux qui contribuent le plus à l'aléa sismique pour le site. Au total 5 scénarios magnitude-distance représentatifs de la ville de Vancouver ont été choisis. Ce choix a été basé sur les recommandations faites par Atkinson (2009) qui sont: magnitude 6,5 à des distances allant de 5 à 15km et magnitude 7,5 à des distances allant de 5 à 50km. De plus, les scénarios ont été choisis en fonction des désagréations du risque sismique de la ville étudiée Halchuk et al. (2008). La Figure 3.1 montre les désagréations utilisées. Le choix final des scénarios choisis sont présentés au Tableau 3.1.

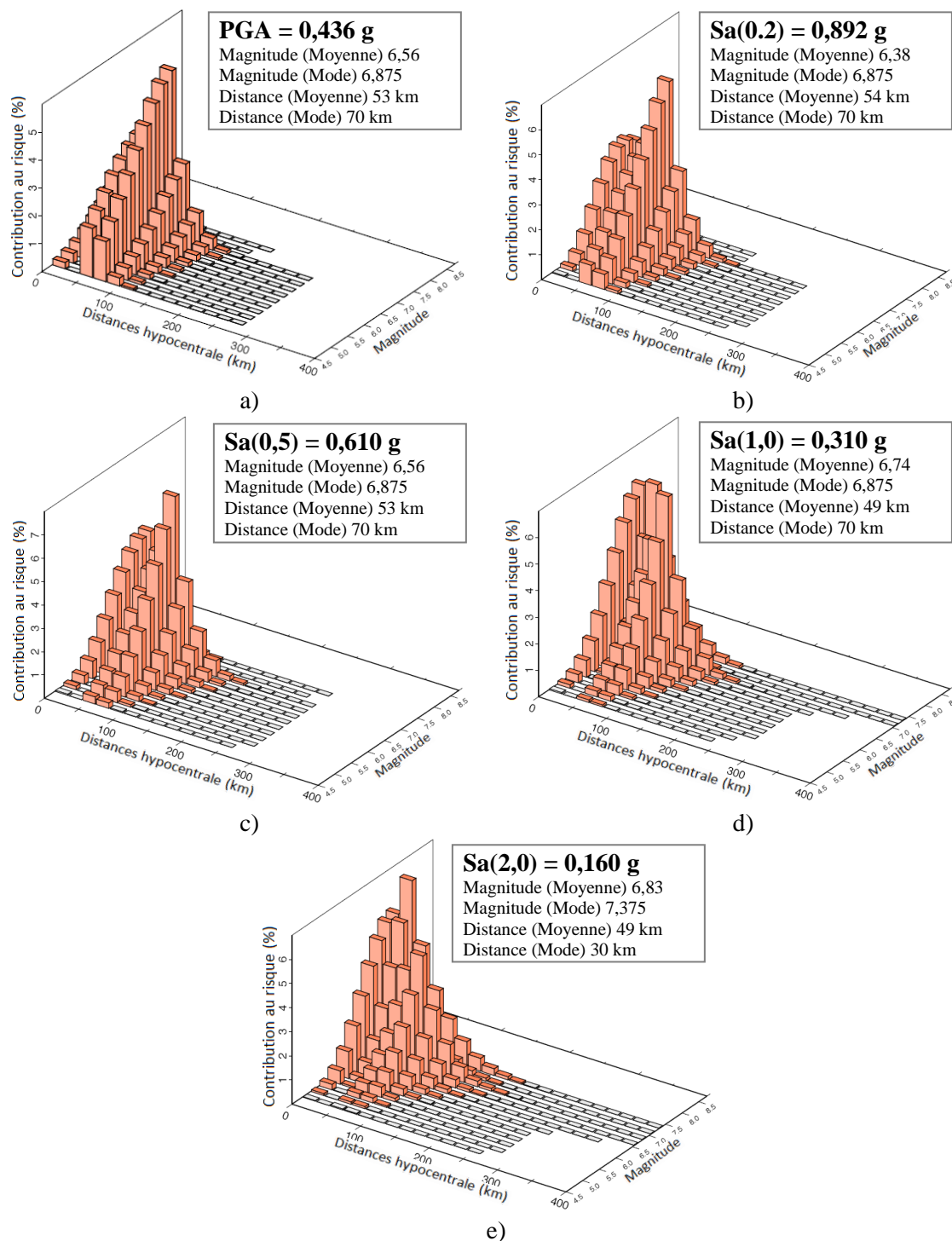


Figure 3.1 - Désagrégation du risque sismique pour la ville de Vancouver, site de catégorie C.

a)PGA. b) Sa(0,2). c) Sa(0,5). d) Sa(1,0). et e) Sa(2,0). Halchuk et al. (2008)

Tableau 3.1 - Scénarios sélectionnés pour Vancouver

Scénarios sélectionnés				
M6,5@10 km	M6,5@20 km	M7,5@20 km	M7,5@30 km	M7,5@50 km

3.1.2 Étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques

Afin de maximiser la concordance entre les spectres des 120 accélérogrammes sélectionnés et le spectre cible du CNBC 2005, deux méthodes d'étalonnage ont été utilisées : 1) une première méthode où l'on ajuste l'amplitude de l'enregistrement de telle sorte que l'aire sous la courbe du spectre de l'accélérogramme soit égale à celle sous le spectre du CNBC 2005 pour une plage de périodes données (voir la section suivante) et 2) une deuxième méthode qui s'apparente à l'étalonnage effectuée dans l'ATC. Ces deux méthodes sont respectivement nommées IND et ATC dans le texte.

Plage de périodes

Habituellement, les spectres de réponses sont définis sur des périodes variant de 0 à 4 secondes. Toutefois, pour les méthodes d'étalonnage, nous avons choisi d'utiliser une plage de périodes allant de 0,2 à 2,0 secondes. Le début de la plage a été fixé à 0,2 puisque que c'est à cette période que se termine le plateau conservateur du spectre du CNBC 2005. Ainsi les valeurs d'accélérations élevées parfois présentes dans les faibles périodes des spectres ont été ignorées. Nous avons choisi d'ignorer ces valeurs élevées parce qu'elles sont souvent très ponctuelles et qu'elles surviennent habituellement à de très faibles périodes, ce qui n'affecte pas ou très peu les structures étudiées. Par ailleurs, la fin de la plage de périodes est de 2,0 s puisque les valeurs spectrales du CNBC 2005 pour des périodes supérieures à 2,0 s sont encore incertaines. Par exemple, faute de données, on a posé dans le CNBC 2005 $S_a(4,0 \text{ s}) = S_a(2,0 \text{ s})/2$, peu importe la ville et le site étudiés. En plus des raisons énoncées précédemment, les périodes fondamentales des structures étudiées dans ce mémoire sont comprises entre 0,43 et 3,2 secondes et seulement 3 bâtiments étudiés ont des périodes fondamentales supérieures à 2,0 s. De plus, les périodes du deuxième mode de vibration varient de 0,27 à 0,92, soit des périodes qui sont toutes supérieures à 0,2 s.

Méthode d'étalonnage IND

La méthode IND consiste à déterminer un facteur d'étalonnage qui fait en sorte que l'aire sous la courbe du spectre de l'enregistrement sur la plage de périodes de 0,2 s à 2,0 s est égale à celle du spectre du CNBC 2005. La Figure 3.2 présente la méthode et la Figure 3.3 présente le résultat de l'étalonnage des 120 enregistrements de l'ensemble à l'aide de la méthode IND.

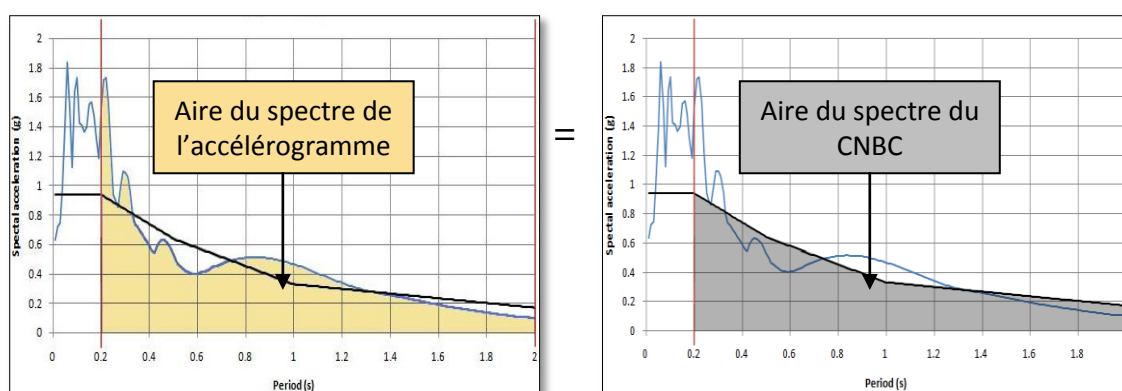


Figure 3.2 - Méthode IND - Aires sous les courbes égales

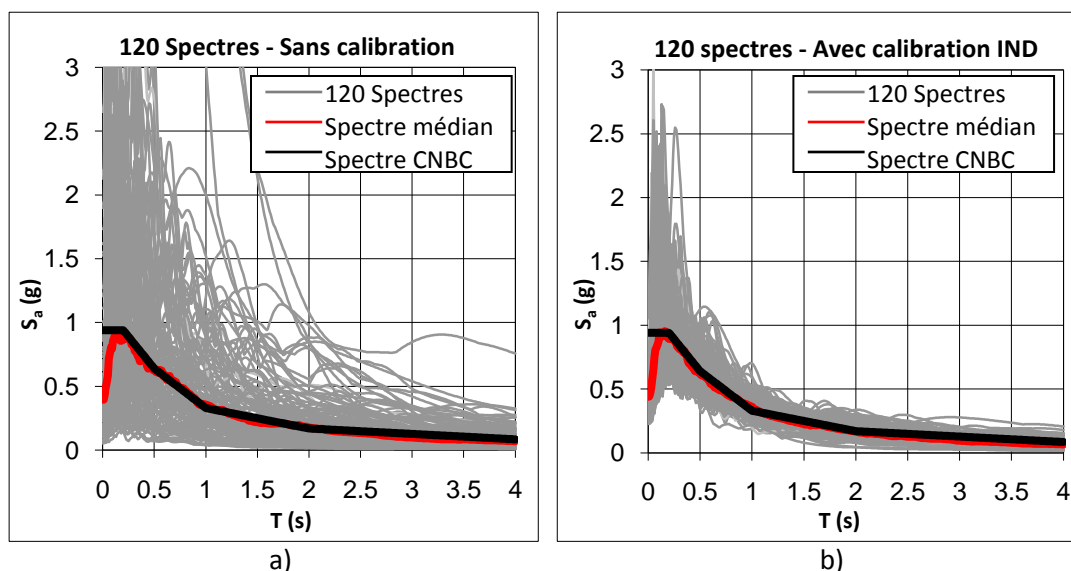


Figure 3.3 - Méthode d'étalonnage IND. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés

Méthode d'étalonnage ATC :

La méthode ATC est basée sur celle que l'on trouve dans l'ATC-63 (voir le résumé au chapitre 1). La méthode comprend deux étapes. Tout d'abord, il faut étalonner chaque accélérogramme individuellement par rapport à la valeur médiane (50^e) du PGV de tous les séismes de

l'ensemble étudié : le facteur de normalisation pour chaque signal est donc égal à PGV_{50th} / PGV_i . Par la suite, il faut normaliser l'ensemble des séismes par un deuxième facteur unique pour tous les accélérogrammes de l'ensemble. Ce facteur sert à calibrer le spectre médian de l'ensemble sur le spectre du CNBC 2005 et la valeur de ce facteur est déterminée avec la méthode IND. Les accélérations du spectre médian correspondent, pour chaque période de vibration, à la valeur médiane des accélérations spectrales de tous les spectres composant le groupe pour cette période de vibration.

Cette méthode diffère de celle de l'ATC pour deux raisons. Premièrement, la norme considère des paires d'accélérogrammes historiques dont la normalisation est faite par rapport à la valeur moyenne du PGV des deux composantes tandis que dans notre cas tous les séismes ont été considérés individuellement. Deuxièmement, lors de l'application du second facteur, l'ATC suggère de calibrer l'ensemble des spectres du groupe en posant, à la période fondamentale élastique du bâtiment étudié, leur spectre médian égal au spectre cible du CNBC 2005. Étant donné le nombre de bâtiments étudiés, nous avons préféré calibrer le spectre médian avec la méthode IND sur la plage de périodes allant de 0,2 à 2,0 s. Ainsi les accélérogrammes seront compatibles pour tous les bâtiments à l'étude.

La Figure 3.4 présente le résultat de l'étalonnage des 120 enregistrements de l'ensemble à l'aide de la méthode ATC.

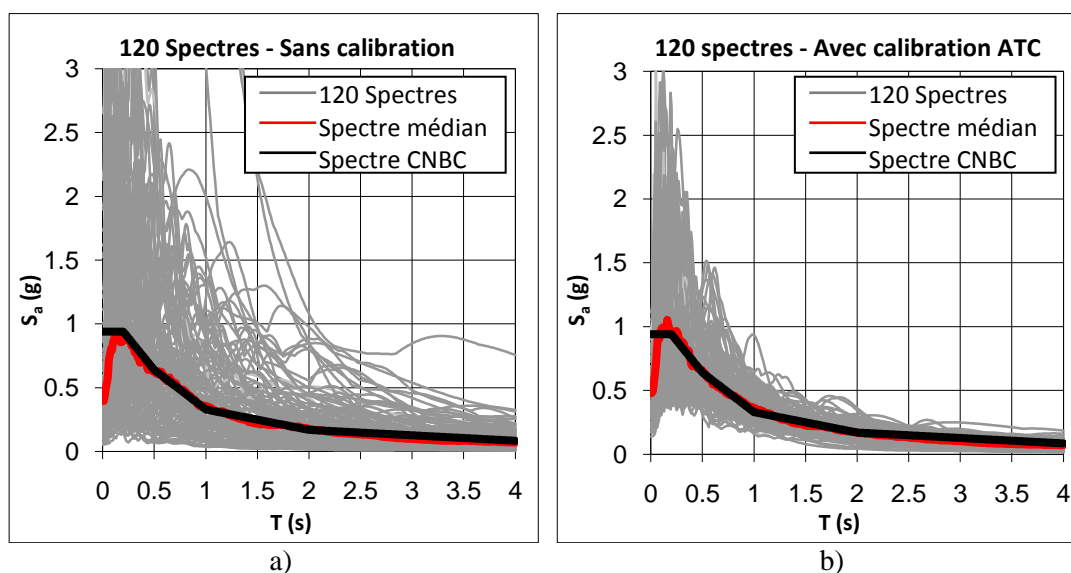


Figure 3.4 - Méthode d'étalonnage ATC. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés

3.1.3 Création de sous-ensembles d'enregistrements sismiques synthétiques

En conception des structures, utiliser 120 accélérogrammes pour les analyses rend la tâche laborieuse. C'est pourquoi nous avons choisi de retenir de l'ensemble des 120 accélérogrammes deux sous-groupes de 10 accélérogrammes déterminés avec deux méthodes de sélection distinctes: les méthodes FIT et TRY, présentées aux paragraphes suivants. Le nombre d'enregistrements sismiques imposé par le CNBC 2005 est de 3, mais il est fortement suggéré d'en utiliser 7 ou plus pour obtenir une dispersion réaliste des paramètres de réponse, suggestion qu'on retrouve également dans plusieurs autres normes (BSSC (2000) et ICAB (1998)). Le CNBC 2005 précise que lorsque 3 enregistrements sont utilisés, l'enveloppe maximale des réponses doit être considérée tandis que lorsque 7 enregistrements sont utilisés, la valeur médiane ou moyenne peut être utilisée. Par conséquent, nous avons jugé qu'un ensemble de 10 accélérogrammes étaient appropriés et que la valeur médiane des réponses obtenues avec cet ensemble pouvait être utilisée.

Méthode de sélection FIT

Le sous-ensemble FIT est composé des 10 enregistrements du groupe de 120 dont les spectres se rapprochent naturellement le plus des valeurs du spectre du CNBC 2005 pour la ville et le site étudié sur une plage de périodes de 0,2 à 2,0 secondes. Pour évaluer la proximité des spectres avec celui du CNBC 2005, nous avons délimité une plage d'acceptabilité en traçant 2 spectres qui sont obtenus en multipliant les ordonnées spectrales du spectre du CNBC 2005 par A et $1/A$, respectivement. Le facteur A a été modifié jusqu'à ce que l'on puisse trouver 10 accélérogrammes qui soient compris entre les deux courbes fictives sur la plage de périodes considérés. La Figure 3.5 montre le spectre du CNBC 2005, la plage d'acceptabilité (deux spectres fictifs égaux à $A \times S_a$ et S_a/A) et les spectres des enregistrements sélectionnés. Le Tableau 3.2 montre les caractéristiques des enregistrements retenus dans le groupe FIT, soit l'identifiant, No; la magnitude, M; l'essai, l'azimut et la distance entre le centre de la faille et le site, R.

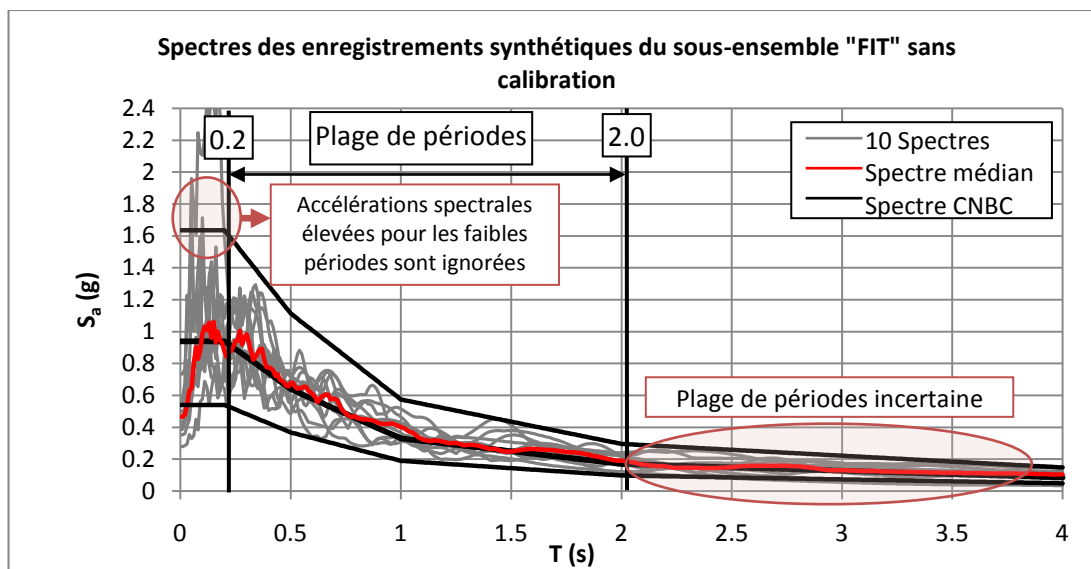


Figure 3.5 - Spectres des accélérographes sélectionnés du sous-ensemble FIT

Tableau 3.2 - Enregistrements sismiques synthétiques sélectionnés dans le sous-ensemble FIT et leurs caractéristiques

No	M	Essai	Azimut	R (km)
1362	6,5	3	225	10
1334	6,5	3	90	20
2254	7,5	2	315	20
2314	7,5	3	270	20
2374	7,5	3	180	20
2384	7,5	3	135	20
2246	7,5	2	45	30
2256	7,5	2	315	30
2276	7,5	2	180	30
2368	7,5	3	225	50

Les 10 accélérographes sélectionnés ont ensuite été calibrés selon les deux méthodes d'étalonnage IND et ATC. L'avantage principal de cette méthode de sélection des accélérographes est qu'elle donne des facteurs d'étalonnage près de l'unité. En effet, le fait de choisir les spectres qui sont initialement plus près du spectre du CNBC 2005 permet de les utiliser sans les étalonner exagérément. Les facteurs d'étalonnage utilisés sont listés au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 - Facteur d'étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques du sous-ensemble FIT

No	Facteur d'étalonnage		
	FIT	FIT-IND	FIT-ATC
1362	1,0	0,9	1,1
1334	1,0	1,1	1,1
2254	1,0	0,8	0,8
2314	1,0	0,8	0,7
2374	1,0	0,9	0,7
2384	1,0	0,9	0,7
2246	1,0	1,1	1,4
2256	1,0	0,8	0,9
2276	1,0	1,0	1,3
2368	1,0	1,0	1,0
MIN	1,0	0,8	0,7
MOY	1,0	0,9	1,0
50 ^e	1,0	0,9	1,0
84 ^e	1,0	1,1	1,2
MAX	1,0	1,1	1,4

Dans ce tableau, on remarque que les facteurs d'étalonnage ATC des accélérogrammes du sous-ensemble FIT montrent des facteurs qui varient davantage : de 0,7 à 1,4 contre 0,8 à 1,1 pour la méthode IND. Les spectres des accélérogrammes calibrés selon les méthodes IND et ATC sont donnés à la Figure 3.6. On remarque que l'étalonnage avec la méthode ATC donnent des spectres plus dispersés autour du spectre cible que la méthode IND.

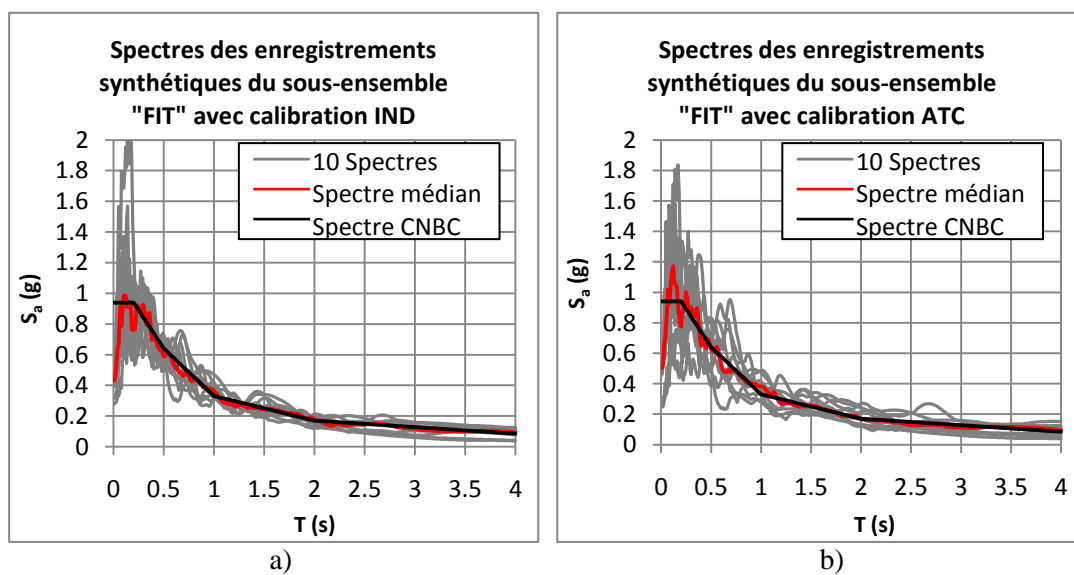


Figure 3.6 - Spectres du sous-ensemble FIT calibrés avec la méthode a) IND et b) ATC

Pour les groupes de 10 enregistrements FIT, FIT-IND et FIT-ATC, un résumé des valeurs minimales, moyennes, médianes, 84^e et maximales de l'accélération spectrale de l'accélérogramme à une période donnée normalisé par rapport à la valeur du spectre cible du CNBC 2005 à cette même période est donné au Tableau 3.4 ($S_a / S_{a \text{ code}}$). Les périodes choisies sont celles données dans le CNBC 2005 : 0,2 s; 0,5 s; 1,0 s et 2,0 s.

Tableau 3.4 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a \text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s

		FIT	FIT-IND	FIT-ATC			FIT	FIT-IND	FIT-ATC
0,2 sec	MIN	0,68	0,68	0,58	0,5 sec	MIN	0,76	0,77	0,60
	MOY	0,99	0,90	0,94		MOY	1,01	0,93	0,97
	50e	0,93	0,85	0,82		50e	1,06	0,92	0,98
	84e	1,09	1,03	1,28		84e	1,12	1,01	1,19
	MAX	1,69	1,35	1,30		MAX	1,15	1,15	1,28
1,0 sec	MIN	0,93	0,93	0,85	2,0 sec	MIN	0,71	0,71	0,70
	MOY	1,21	1,12	1,15		MOY	1,11	1,01	1,06
	50 ^e	1,22	1,10	1,15		50e	1,12	1,06	0,99
	84 ^e	1,36	1,26	1,35		84e	1,35	1,14	1,43
	MAX	1,56	1,43	1,48		MAX	1,41	1,25	1,56

De façon générale, les moyennes et médianes des groupes donnent des facteurs autour de l'unité. On observe que les valeurs des spectres à la période de 1,0 s sont légèrement au dessus de l'unité ce qui veut dire que les spectres sont supérieurs au spectre cible pour cette période. On remarque que l'ensemble FIT-IND est celui qui donne toujours les variations entre le minimum et maximum les plus faibles, ce qui se traduit par des spectres très près du spectre cible, tel qu'observé précédemment. Pour les groupes FIT et FIT-ATC les variations entre les minimums et maximums sont comparables mais plus grande que pour FIT-IND. Par conséquent, ces spectres seront légèrement plus éloignés du spectre du CNBC 2005. Cette plus grande variabilité amène une certaine sécurité puisque les spectres couvrent une plus grande plage de part et d'autre du spectre cible.

Méthode de sélection TRY

Afin de sélectionner les 10 accélérogrammes du sous-ensemble TRY, nous avons d'abord déterminé un facteur d'amplification propre à chacun des 120 accélérogrammes. Ce facteur est tel que l'aire sous la courbe du spectre de l'enregistrement est égale à celle du spectre du CNBC

2005 pour une plage de périodes allant de 0,2 à 2,0 s (méthode IND). Ensuite, pour chaque scénario magnitude-distance comprenant chacun 24 accélérogrammes, nous avons fait la moyenne de ces facteurs et les deux enregistrements qui possédaient les facteurs les plus près de la moyenne ont été retenus. Étant donné que nous avons cinq scénarios magnitude-distance, nous avons retenu 10 enregistrements (5 scénarios x 2 enregistrements/scénario = 10 enregistrements) Les spectres retenus sans aucun étalonnage sont montrés à la Figure 3.7. Le Tableau 3.5 montre les caractéristiques des enregistrements retenus dans le groupe TRY.

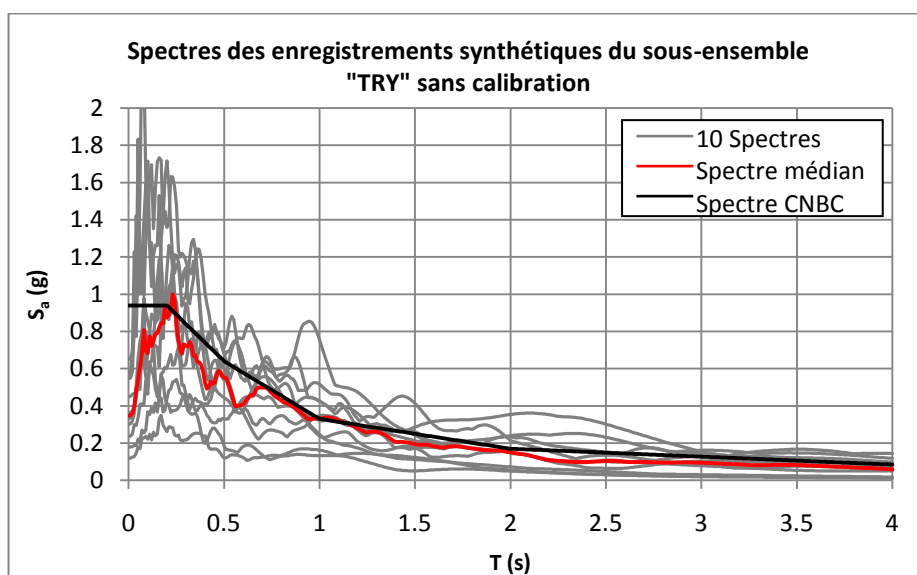


Figure 3.7 - Spectres des accélérogrammes sélectionnés du sous-ensemble TRY

Tableau 3.5 - Enregistrements sismiques synthétiques sélectionnés dans le sous-ensemble TRY et leurs caractéristiques

No	M	Essai	Azimut	R (km)
1112	6,5	1	270	10
1262	6,5	2	225	10
1124	6,5	1	0	20
1184	6,5	1	135	20
2144	7,5	1	45	20
2254	7,5	2	315	20
2256	7,5	2	315	30
2366	7,5	3	225	30
2178	7,5	1	180	50
2258	7,5	2	315	50

Les 10 accélérogrammes sélectionnés ont ensuite été calibrés selon les deux méthodes d'étalonnage IND et ATC. L'avantage principal de cette méthode de sélection des accélérogrammes est qu'elle donne des enregistrements sismiques représentatifs des scénarios choisis. Les facteurs d'étalonnage qui ont été utilisés sont répertoriés au Tableau 3.6.

Tableau 3.6 - Facteur d'étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques du sous-ensemble TRY

No	Facteur d'étalonnage		
	TRY	TRY-IND	TRY-ATC
1362	1,0	1,0	0,9
1334	1,0	1,3	2,0
2254	1,0	2,9	3,6
2314	1,0	2,9	4,0
2374	1,0	0,8	0,8
2384	1,0	0,8	0,8
2246	1,0	0,8	1,0
2256	1,0	0,9	0,8
2276	1,0	1,5	1,4
2368	1,0	1,5	1,4
MIN	1,0	0,8	0,8
MOY	1,0	1,4	1,7
50°	1,0	1,2	1,2
84°	1,0	2,3	2,9
MAX	1,0	2,9	4,0

Comme c'est le cas avec le sous-ensemble FIT, on remarque que les facteurs d'étalonnage ATC des accélérogrammes du sous-ensemble TRY montrent des facteurs qui varient davantage : de 0,8 à 4,0 contre 0,8 à 2,9 pour la méthode IND. Les spectres des accélérogrammes calibrés selon les méthodes IND et ATC sont donnés à la Figure 3.8. On remarque que l'étalonnage avec la méthode ATC donnent des spectres plus dispersés autour du spectre cible que la méthode IND.

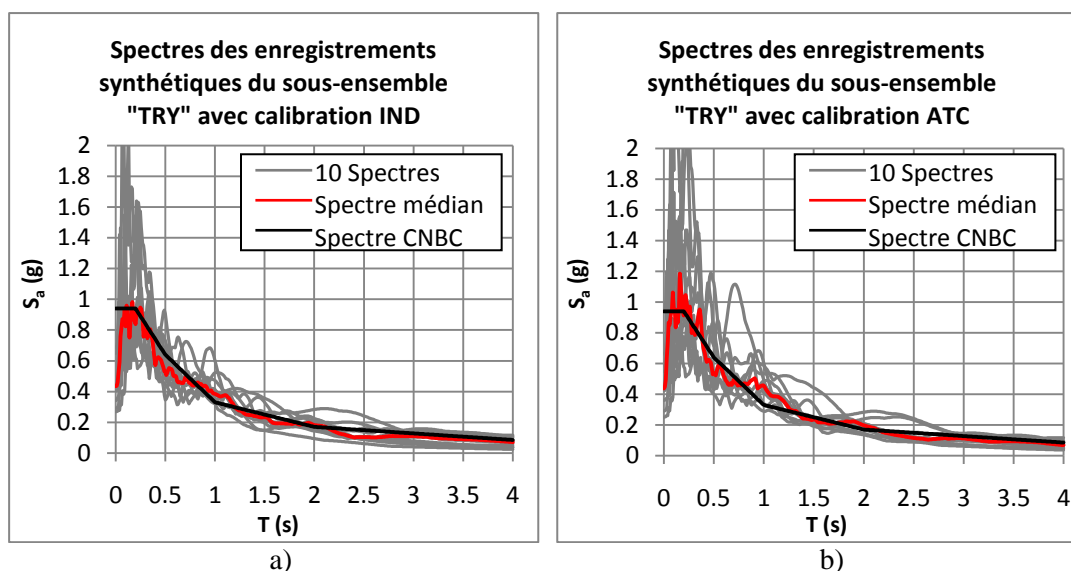


Figure 3.8 - Spectres du sous-ensemble TRY calibrés avec la méthode a) IND et b) ATC

Pour les groupes de 10 enregistrements TRY-IND et TRY-ATC, un résumé des valeurs minimales, moyennes, médians, 84^e et maximales de l'accélération spectrale de l'accélérogramme à une période donnée normalisé par rapport à la valeur du spectre cible du CNBC 2005 à cette même période est donné au Tableau 3.7 ($S_a / S_{a \text{ code}}$). Les périodes choisies sont celles données dans le CNBC 2005 : 0,2 s ; 0,5 s ; 1,0 s et 2,0 s.

Tableau 3.7 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a \text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s

		TRY	TRY-IND	TRY-ATC			TRY	TRY-IND	TRY-ATC
0,2 sec	MIN	0,28	0,66	0,62	0,5 sec	MIN	0,19	0,54	0,63
	MOY	0,92	1,07	1,20		MOY	0,76	0,87	0,97
	50e	0,93	0,89	0,97		50e	0,86	0,83	0,84
	84e	1,34	1,51	1,69		84e	1,05	1,03	1,25
	MAX	1,83	1,64	2,39		MAX	1,12	1,42	1,76
1,0 sec	MIN	0,40	0,97	0,88	2,0 sec	MIN	0,29	0,55	0,80
	MOY	1,08	1,25	1,37		MOY	0,98	1,09	1,16
	50 ^e	1,01	1,17	1,39		50e	0,88	1,07	1,17
	84 ^e	1,45	1,51	1,71		84e	1,40	1,31	1,33
	MAX	2,29	1,83	1,83		MAX	2,08	1,67	1,67

De façon générale, les moyennes et médianes des groupes TRY-IND et TRY-ATC donnent des facteurs autour de l'unité. À la période de 0,5 s on remarque des valeurs légèrement plus faibles que 1,0 ce qui nous indique que les spectres sont plus faibles que le spectre cible tandis qu'à la

période de 1,0 s les spectres sont légèrement au dessus de l'unité. L'ensemble TRY sans étalonnage, en plus d'avoir des valeurs médianes et moyennes faibles ($< 1,0$), montre de grandes variations entre les valeurs minimales et maximales en partie parce que ces spectres proviennent de différents scénarios magnitude-distance contrairement au sous-ensemble FIT qui contient des accélérogrammes naturellement près du spectre cible. On remarque que l'ensemble TRY-IND est celui qui donne les écarts entre les minimums et les maximums les plus faibles, ce qui se traduit par des spectres très près du spectre cible, tel qu'observé précédemment. Pour le groupe TRY-ATC les variations entre les minimums et maximums sont plus grandes. Par conséquent, ces spectres seront légèrement plus éloignés du spectre du CNBC 2005. Cette plus grande variabilité amène une certaine sécurité puisque les spectres couvrent une plus grande plage de part et d'autre du spectre cible.

3.1.4 Résumé des observations et discussion

Dans la section 3.1, nous avons déterminé les 8 ensembles d'accélérogrammes synthétiques qui ont été utilisés lors des analyses effectuées dans ce chapitre (présentées aux sections 3.4 et 3.5). Un résumé des méthodes de sélection et d'étalonnage utilisées pour chacun des 8 ensembles considérés est présenté au Tableau 3.8.

Tableau 3.8 - Résumé des accélérogrammes synthétiques et méthodes d'étalonnage utilisés pour les analyses

Enregistrements	Sélection des accélérogrammes (présentée aux sections 3.1.1 et 3.1.3)	Méthodes d'étalonnage (présentées à la section 3.1.2)
1. Synthétiques	1.1 Ensemble 120 enregistrements synthétiques	1.1.1 Méthode IND
		1.1.2 Méthode ATC
	1.2 Sous-ensemble FIT contenant 10 enregistrements	1.2.1 Sans étalonnage
		1.2.2 Méthode IND
		1.2.3 Méthode ATC
	1.3 Sous-ensemble TRY contenant 10 enregistrements	1.3.1 Sans étalonnage
		1.3.2 Méthode IND
		1.3.3 Méthode ATC

Les spectres médians de tous les ensembles d'enregistrements synthétiques retenus sont tracés sur la Figure 3.9. Les périodes associées aux deux premiers modes de vibration de la structure étudiée plus tard dans ce chapitre y sont précisées par deux traits ($T_1 = 0,742$ s et $T_2 = 0,318$ s). Ces graphiques montrent que généralement les spectres médians sont comparables d'un

ensemble à l'autre et d'une méthode d'étalonnage à l'autre, sauf pour l'ensemble TRY qui montre un spectre médian généralement plus faible.

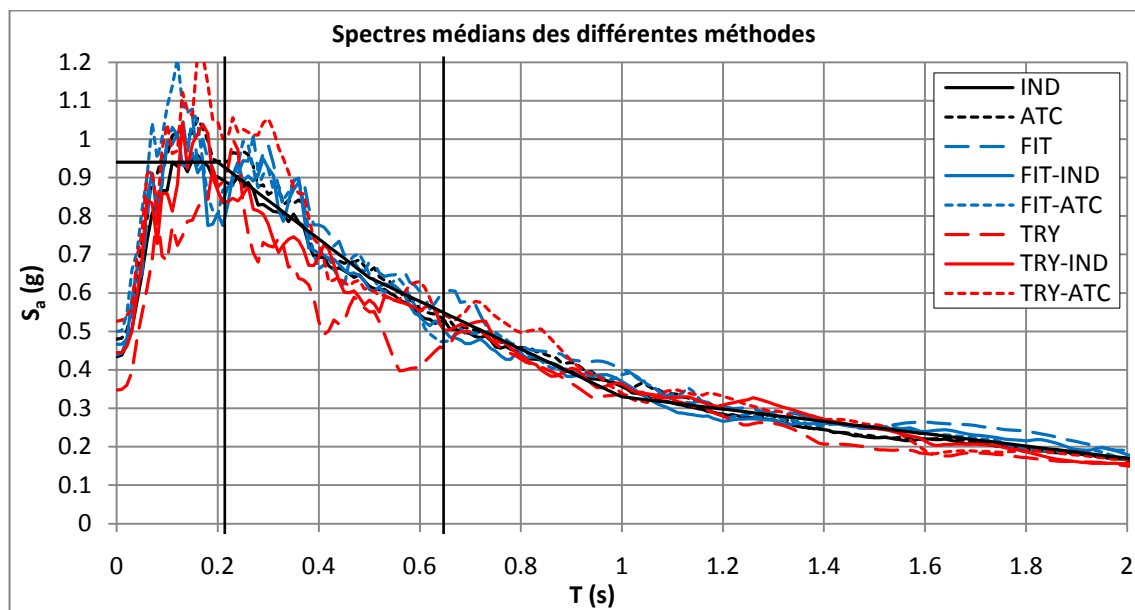


Figure 3.9 - Spectres médians des séismes artificiels

Le Tableau 3.9 présente un résumé des accélérations spectrales des spectres médians aux périodes de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s, normalisées par rapport à celles du spectre du CNBC 2005. Les valeurs dont la différence avec l'unité est supérieure à 10% sont surlignées. On remarque que la majorité des valeurs médianes du tableau sont près de l'unité (écart inférieur à 10%), ce qui nous permet de conclure que les spectres médians des différents ensembles sont près du spectre cible.

Tableau 3.9 - $S_a / S_{a \text{ code}}$ des spectres médians pour les périodes de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s

Période	IND	ATC	FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC
0,2	0,96	1,00	0,93	<u>0,85</u>	<u>0,82</u>	0,93	<u>0,89</u>	0,97
0,5	0,96	1,03	1,06	0,92	0,98	<u>0,86</u>	<u>0,83</u>	<u>0,84</u>
1,0	1,08	1,08	<u>1,22</u>	1,10	<u>1,15</u>	1,01	<u>1,17</u>	<u>1,39</u>
2,0	0,97	1,00	<u>1,12</u>	1,06	0,99	<u>0,88</u>	1,07	<u>1,17</u>

3.2 Sélection et étalonnage des enregistrements sismiques historiques

3.2.1 Sélection des enregistrements sismiques historiques

Les enregistrements sismiques historiques ont été choisis dans la base de données de PEER-NGA. Cette base de données contient plus de 3550 enregistrements qui représentent plus de 160 évènements sismiques de magnitudes variant de 4.2 à 7.9.

Les accélérogrammes choisis sont ceux utilisés dans Bara (2007). La sélection est faite selon plusieurs critères : (i) les enregistrements devaient être représentatifs de l'activité sismique de l'ouest canadien ; (ii) le site sur lequel le sismographe était localisé devait être de catégorie C (Vitesse d'onde, $V_s = 360$ à 760 m/s) ; (iii) les combinaisons M-R retenues devaient être réalistes pour Vancouver et (iv) le PGA de l'enregistrement devait être similaire à celui du site étudié. Le Tableau 3.10 présente les évènements choisis. Les spectres de réponse sont illustrés à la Figure 3.10.

Tableau 3.10 - Enregistrements historiques sélectionnés

No	Évènement	M	R (km)	Station	Az.	PGA (g)	PGV (m/s)
V11	Jan. 17, 1994 Northridge	6,7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90	0,568	0,530
V12	Jan. 17, 1994 Northridge	6,7	30	Santa Monica City Hall	360	0,369	0,251
V13	Jan. 17, 1994 Northridge	6,7	34	Los Angeles Baldwin Hills	360	0,167	0,176
V14	Fev. 9, 1971 San Fernando	6,6	31	Castaic, Old Ridge Rd	291	0,268	0,259
V15	Jan. 17, 1994 Northridge	6,7	26	Pacific Palisades-Sunset	280	0,197	0,149
V16	Avr. 25, 1992 Cape Mendocino	7,0	52	Eureka - Myrtle & West	90	0,178	0,283
V17	Oct. 18, 1989 Loma Prieta	7,0	54	Stanford Univ.	360	0,290	0,280
V18	Oct. 18, 1989 Loma Prieta	7,0	100	Presidio	90	0,200	0,340
V19	Avr. 13, 1949 West.Wash.	7,1	76	Olympia, Test Lab	86	0,280	0,170
V20	Juin 28, 1992 Landers	7,3	93	Barstow	90	0,135	0,258

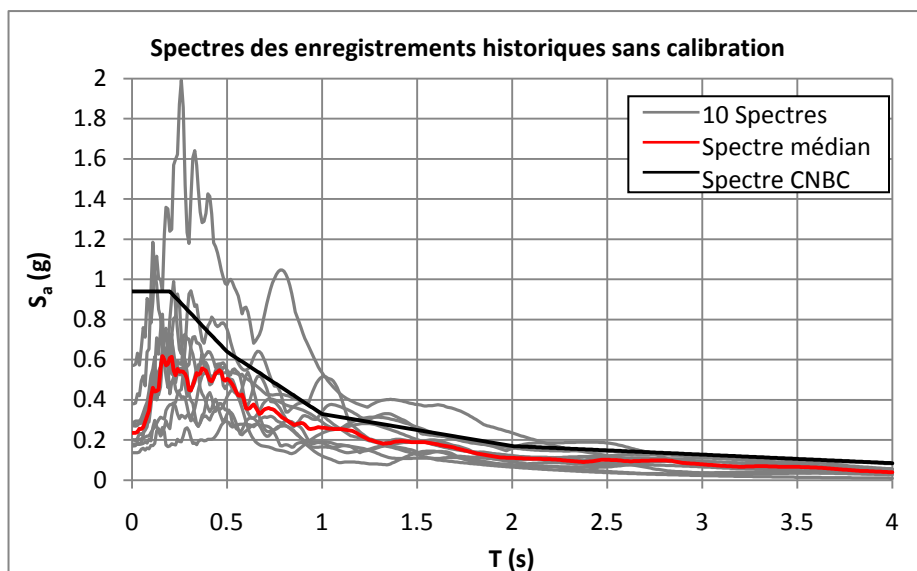


Figure 3.10 - Spectres des enregistrements sismiques historiques sélectionnés

La majorité des spectres des enregistrements historiques se trouvent en dessous du spectre cible. Pour les enregistrements historiques non calibrés, le Tableau 3.11 présente les valeurs $S_a / S_{a \text{ code}}$ pour les périodes de 0,2 s ; 0,5 s ; 1,0 s et 2,0 s.

Tableau 3.11 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a \text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s

Historiques			Historiques		
0,2 sec	MIN	0,18	0,5 sec	MIN	0,46
	MOY	0,62		MOY	0,82
	50e	0,65		50e	0,79
	84e	0,79		84e	1,03
	MAX	1,32		MAX	1,52
1,0 sec	MIN	0,37	2,0 sec	MIN	0,38
	MOY	0,88		MOY	0,71
	50e	0,79		50e	0,65
	84e	1,33		84e	0,94
	MAX	1,62		MAX	1,39

On remarque que les accélérogrammes choisis sont trop faibles puisque les valeurs médianes $S_a / S_{a \text{ code}}$ se trouvent entre 0,65 et 0,79 (0,61 à 0,88 pour les valeurs moyennes) alors qu'elles doivent s'approcher de l'unité. Par conséquent, ces enregistrements doivent être calibrés pour que les spectres soient davantage comparables au spectre du CNBC 2005.

3.2.2 Étalonnage des enregistrements sismiques historiques

Lors des analyses, les enregistrements historiques ont été calibrés avec 4 méthodes (débutant par la lettre H): 2 méthodes subjectives (H1 et H2) et 2 méthodes strictes (H-IND et H-ATC).

Méthode d'étalonnage H1 :

La méthode d'étalonnage H1 est une méthode subjective suivant laquelle la plage de périodes servant à calibrer le spectre de l'accélérogramme est déterminée par l'analyste en fonction de la forme du spectre de l'accélérogramme. L'amplitude de l'enregistrement est ajustée pour que la portion du spectre qui s'apparente davantage à la forme du spectre cible s'approche le plus près possible de celui-ci. L'exercice est subjectif et demande expérience et jugement critique de la part de l'utilisateur. La Figure 3.11 montre les spectres non calibrés et calibrés avec la méthode H1.

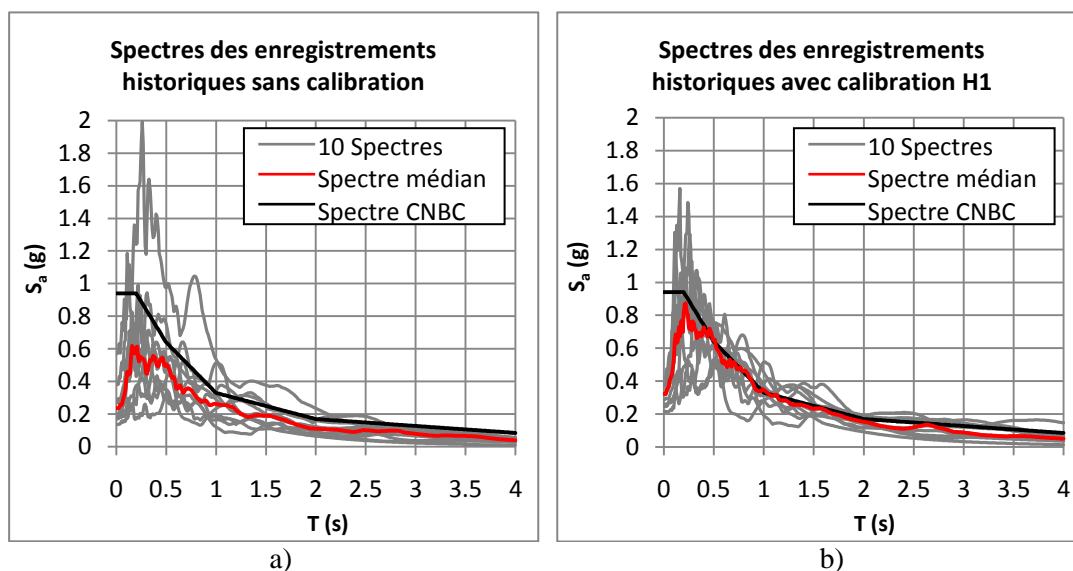


Figure 3.11 - Méthode d'étalonnage H1. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés

Méthode d'étalonnage H2 :

La méthode H2 est basée sur les travaux de Rozon (2008). Cette technique d'étalonnage s'apparente à la méthode des aires sous les spectres égales décrite précédemment, mais la plage de périodes sur laquelle l'étalonnage est effectué est variable. Cette méthode demande expérience et jugement critique de la part de l'utilisateur.

Les critères d'étalonnage de cette méthode sont présentés ci-dessous.

- Pour les séismes qui représentent des scénarios de faibles magnitudes à de courtes distances $M = 6,5$ et $D \leq 20\text{km}$, l'étalonnage doit être faite sur les courtes périodes ($T < 2\text{ s}$). Toutefois, l'étalonnage doit se faire après 0,2 s, où le spectre cible est représenté par un plateau conservateur, et la plage doit couvrir au moins 0,7 seconde.
- Pour les autres séismes, qui représentent des scénarios d'évènements de plus fortes magnitudes à de longues distances, ici s'approchant de la combinaison $M = 7,5$ et $R \geq 20\text{km}$, l'étalonnage doit se faire sur les longues périodes ($T > 1,0\text{ s}$) et la plage de périodes doit couvrir au moins 1,5 seconde.
- Sur la plage de périodes considérée, l'aire sous le spectre de l'accélérogramme ne doit pas différer de plus de 5% de l'aire sous le spectre du CNBC 2005.
- Sur la plage de périodes étudiée, les valeurs d'accélérations calibrées doivent être comprises entre $\pm 40\%$ des valeurs du spectre du CNBC 2005 soit entre 0.7 et 1.4 fois la valeur spectrale donnée dans le CNBC 2005.
- La différence entre le minimum et le maximum des écarts entre le spectre de l'accélérogramme et celui du CNBC 2005 est minimisée.

La Figure 3.12 montre les spectres non calibrés et calibrés avec la méthode H1.

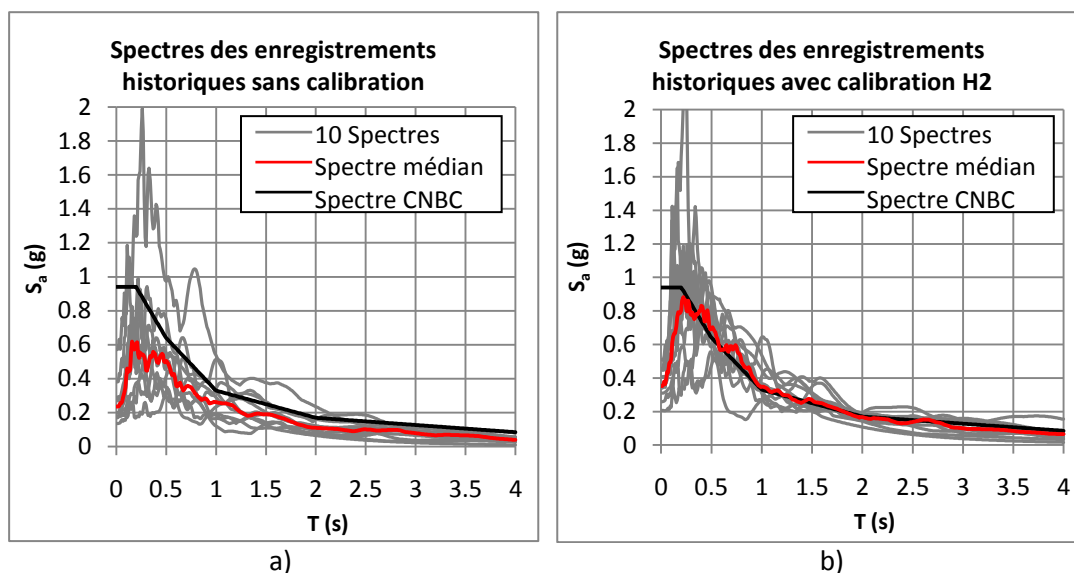


Figure 3.12 - Méthode d'étalonnage H2. a) Spectres sans étalonnage. b) Spectres étalonnés

Méthode d'étalonnage H-IND et H-ATC :

Pour des fins de comparaison avec les enregistrements synthétiques, les méthodes IND et ATC ont été appliquées aux séismes historiques. La Figure 3.13 montre les spectres résultant.

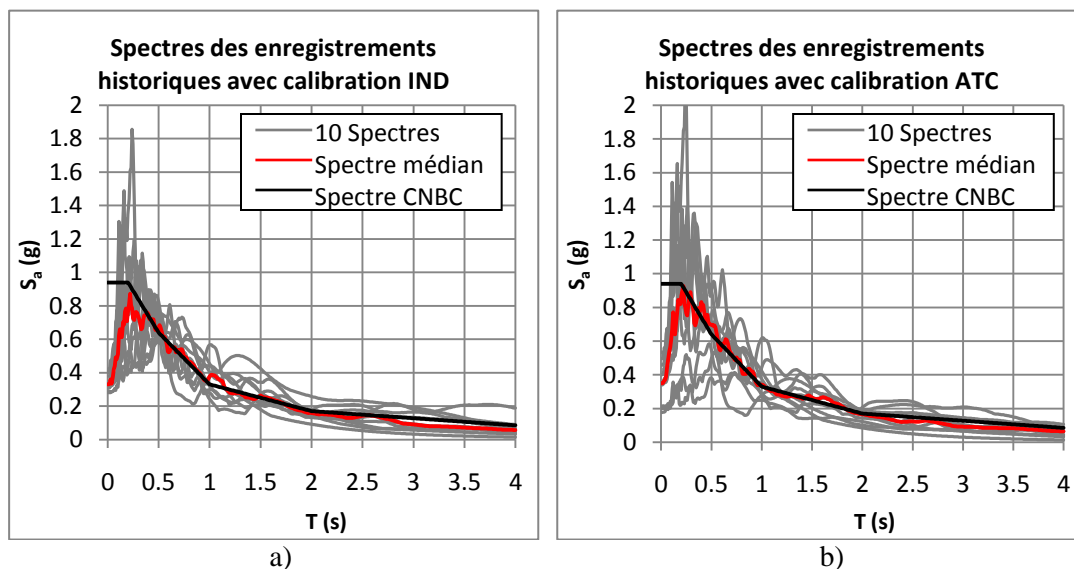


Figure 3.13 - Spectres des séismes historiques calibrés avec la méthode a) IND et b) ATC

Les facteurs d'étalonnage obtenus par les quatre méthodes sont répertoriés au Tableau 3.12.

Tableau 3.12 - Facteurs d'étalonnage des enregistrements sismiques synthétiques du sous-ensemble TRY

No	Facteur d'étalonnage			
	H1	H2	H-IND	H-ATC
1362	0,65	0,60	0,6	0,7
1334	1,10	1,20	1,1	1,3
2254	1,90	2,00	1,8	2,0
2314	1,40	1,40	1,4	1,3
2374	1,60	2,55	2,0	2,3
2384	1,20	1,15	1,6	1,2
2246	1,00	1,25	1,1	1,2
2256	1,30	1,55	1,4	1,0
2276	1,50	1,45	1,5	1,9
2368	1,80	1,90	2,3	1,3
MIN	0,7	0,6	0,6	0,7
MOY	1,3	1,5	1,5	1,4
50 ^e	1,4	1,4	1,5	1,3
84 ^e	1,7	2,0	1,9	2,0
MAX	1,9	2,6	2,3	2,3

Dans ce tableau, on remarque que les facteurs d'étalonnage sont équivalents d'une méthode à l'autre. Il y a la méthode H1 qui donne des facteurs légèrement plus faible que les autres pour les valeurs 84^e et maximum. Cet écart est dû au fait qu'une limite supérieure équivalente à 1,5 fois le code était imposé dans la méthode H1.

Pour les enregistrements historiques, un résumé des valeurs minimales, moyennes, médians, 84^e et maximales de l'accélération spectrale de l'accélérogramme à une période donnée sur la valeur du spectre cible du CNBC 2005 à cette même période est donné au Tableau 3.13 ($S_a / S_{a \text{ code}}$). Les périodes choisies sont celles données dans le CNBC 2005 : 0,2 s ; 0,5 s ; 1,0 s et 2,0 s.

Tableau 3.13 - Valeurs caractéristiques de $S_a / S_{a \text{ code}}$ aux périodes 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s

		H1	H2	H-IND	H-ATC			H1	H2	H-IND	H-ATC
0,2 sec	MIN	0,33	0,31	0,42	0,24	0,5 sec	MIN	0,78	0,75	0,91	0,59
	MOY	0,76	0,86	0,81	0,85		MOY	1,00	1,10	1,07	1,06
	50e	0,86	0,85	0,81	0,91		50e	1,01	1,08	1,05	1,09
	84e	1,00	1,00	1,00	1,21		84e	1,15	1,32	1,18	1,31
	MAX	1,15	1,83	1,43	1,65		MAX	1,17	1,47	1,29	1,41
1,0 sec	MIN	0,59	0,82	0,73	0,76	2,0 sec	MIN	0,54	0,54	0,54	0,50
	MOY	1,06	1,16	1,14	1,10		MOY	0,87	0,95	0,95	0,92
	50 ^e	1,05	1,05	1,14	1,04		50e	0,90	0,98	0,94	0,97
	84 ^e	1,27	1,37	1,36	1,32		84e	1,03	1,11	1,04	1,14
	MAX	1,56	1,95	1,72	1,87		MAX	1,14	1,12	1,52	1,22

De façon générale, les moyennes et médianes des groupes donnent des facteurs près de l'unité. On remarque que pour la période de 0,2 s les valeurs sont plus faibles que 1, ce qui était attendu étant donné que les spectres des enregistrements historiques sont souvent plus faibles que le spectre cible pour des périodes égales ou inférieures à 0,2 s.

3.2.3 Résumé des observations et discussion

Dans la section 3.2, nous avons déterminé les 4 ensembles d'accélérogrammes historiques qui ont été utilisés lors des analyses effectuées dans ce chapitre (présentées aux sections 3.4 et 3.5). Un résumé des méthodes de sélection et d'étalonnage utilisées pour chacun des 4 ensembles considérés est présenté au Tableau 3.14.

Tableau 3.14 - Résumé des accélérographes historiques et méthodes d'étalonnage utilisés pour les analyses

Enregistrements	Sélection des accélérographes (présentée à la section 3.2.1)	Méthodes d'étalonnage (présentées à la section 3.2.2)
2. Historiques	2.1 Ensemble contenant 10 enregistrements historiques	2.1.1 Méthode H1
		2.1.2 Méthode H2
		2.1.3 Méthode IND
		2.1.4 Méthode ATC

Les spectres médians de tous les ensembles d'enregistrements historiques retenus sont tracés sur le graphique présenté à la Figure 3.14. Les périodes associées aux deux premiers modes de vibration y sont précisées par deux traits ($T_1 = 0,742$ s et $T_2 = 0,318$ s). Ces graphiques montrent que généralement les spectres médians sont comparables d'un ensemble à l'autre et d'une méthode d'étalonnage à l'autre.

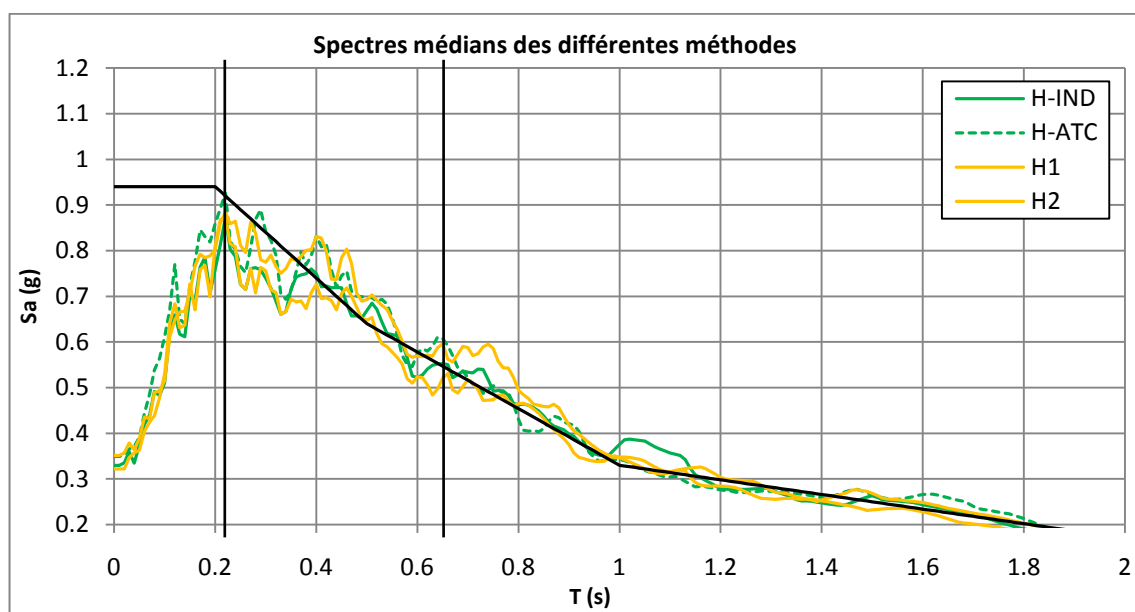


Figure 3.14 - Spectres médians des séismes historiques

Le Tableau 3.15 présente un résumé des accélérations spectrales des spectres médians aux périodes de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s, normalisées par rapport à celles du spectre du CNBC 2005. Les valeurs dont la différence avec l'unité est supérieure à 10% sont surlignées. On remarque que la majorité des valeurs médianes du tableau sont près de l'unité (écart inférieur à 10%), ce qui nous permet de conclure que les spectres médians des différents ensembles sont près du spectre cible.

Tableau 3.15 - $S_a / S_{a \text{ code}}$ des spectres médians pour les périodes de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s

Période	H1	H2	H-IND	H-ATC
0,2	0,86	0,85	0,81	0,91
0,5	1,01	1,08	1,05	1,09
1,0	1,05	1,05	1,14	1,04
2,0	0,90	0,98	0,94	0,97

3.3 Étude sur les caractéristiques des enregistrements sismiques

Avant d'étudier les effets de ces accélérogrammes sur la structure d'acier, nous avons étudié quelques caractéristiques propres à chaque accélérogramme des sous-ensembles. Les caractéristiques étudiées sont : la durée de Trifunac & Brady, t_D ; le nombre de passage par zéro sur la durée t_D , NPZ; l'accélération maximale, PGA; la vitesse maximale, PGV; le rapport PGA/PGV; l'intensité d'Arias, I_A , et la vitesse incrémentale, V_{incr} . Voici quelques détails sur ces paramètres. Pour déterminer les caractéristiques, le logiciel SeismoSignal (SeismoSoft Ltd (2009)) a été utilisé.

Durée de Trifunac & Brady (t_d)

Pour caractériser la durée de la phase forte d'un signal, Trifunac & Brady ont proposé une définition, soit la durée de la portion du signal où l'on retrouve entre 5 et 95% de l'énergie du signal (l'énergie calculé avec l'intensité d'Arias, décrite plus loin dans la section) (Tableau 3.16).

Tableau 3.16 - Durée de Trifunac et Brady (t_d , s)

		FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
t_d (s)	MIN	4	4	4	3	3	3	8	8	8	8
	MOY	16	16	16	16	16	16	14	14	14	14
	50e	19	19	19	8	8	8	13	13	13	13
	84e	22	22	22	30	30	30	18	18	18	18
	MAX	26	26	26	35	35	35	20	20	20	20

On remarque que les durées t_d sont similaires d'un sous-ensemble à l'autre. Pour ce critère, il n'y a aucune différence significative entre les séismes artificiels et les historiques.

Nombre de passages par zéro (NPZ)

Ce paramètre correspond au nombre de fois que l'historique de l'accélération du sol traverse l'axe des abscisses, soit 2 fois le nombre de cycles que contient l'accélérogramme. Notons que le nombre de passages par zéro est calculé sur la durée de Trifunac & Brady (Tableau 3.17).

Tableau 3.17 - Nombre de passages par zéro (NPZ)

		FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
NPZ	MIN	51	51	51	61	61	61	28	28	28	28
	MOY	226	226	226	157	157	157	82	82	82	82
	50e	179	179	179	103	103	103	81	81	81	81
	84e	395	395	395	233	233	233	123	123	123	123
	MAX	488	488	488	438	438	438	133	133	133	133

Les valeurs statistiques des enregistrements synthétiques sont toutes plus élevées que celles des historiques. Toutefois pour évaluer l'effet du nombre de passage par zéro, il faut évaluer l'énergie et l'importance des pulsations du signal qui sont deux caractéristiques davantage révélatrices. Cette vérification est faite plus loin en étudiant des caractéristiques comme l'intensité d'Arias et la vitesse incrémentale maximale.

Accélération maximale et Vitesse maximale au sol (PGA ou A_{\max} , PGV ou V_{\max})

Afin d'évaluer le potentiel d'endommagement d'un séisme, la valeur de l'accélération maximale au sol est fréquemment utilisée et ce, même si plusieurs expériences ont démontré que des séismes de faibles accélérations peuvent être très destructeurs, spécialement lorsque le comportement de la structure n'est plus linéaire Nazé (2004). Par exemple, les mouvements du sol causés par des séismes de faibles magnitudes à de faibles distances ont une grande partie de leur énergie concentrée dans les hautes fréquences, ce qui engendre des accélérations élevées mais peu de dommages sur les structures car les déplacements du sol et de la structure sont limités. La vitesse maximale au sol des ondes de cisaillement peut elle aussi être utilisée pour caractériser les séismes (Tableau 3.18).

Tableau 3.18 - Accélération maximale et Vitesse maximale au sol (PGA et PGV)

		FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
PGA (g)	MIN	0,28	0,28	0,25	0,11	0,14	0,14	0,21	0,20	0,28	0,18
	MOY	0,47	0,43	0,44	0,60	1,01	1,22	0,32	0,35	0,34	0,35
	50e	0,47	0,43	0,50	0,40	0,42	0,49	0,32	0,35	0,33	0,35
	84e	0,56	0,50	0,54	1,02	1,17	1,56	0,39	0,43	0,40	0,47
	MAX	0,73	0,59	0,55	1,90	5,50	6,83	0,42	0,50	0,42	0,53
PGV (m/s)	MIN	25,8	28,4	36,1	11,9	9,7	9,7	23,8	26,0	26,9	32,4
	MOY	45,3	41,1	40,9	44,6	62,6	74,2	33,2	36,3	36,3	33,9
	50e	43,3	40,1	41,0	37,7	46,7	48,5	33,3	34,9	31,2	33,8
	84e	60,0	51,4	43,1	70,1	84,4	116,8	39,5	44,2	45,3	34,5
	MAX	62,4	56,2	45,3	110,9	221,9	275,5	46,5	50,2	59,4	36,3

Les valeurs de PGA et PGV sont plus faibles pour les événements historiques que pour les synthétiques. Les résultats moyens et médians des sous-ensembles de la sélection de type FIT (FIT, FIT-IND et FIT-ATC) donnent des valeurs de PGA comparables à celle prescrite par le code (0.46 g), ce qui n'est pas le cas des sous-ensembles de la sélection TRY (TRY, TRY-IND et TRY-ATC). Pour les historiques les valeurs médianes de PGA sont inférieures à la valeur de 0,46g. Pour les PGA et PGV des sous-ensembles de type TRY (TRY, TRY-IND et TRY-ATC), on remarque que la variabilité entre les valeurs minimales et maximales sont très importantes comparativement à celles des autres sous-ensembles.

Rapport Accélération maximale/Vitesse maximale (PGA/PGV)

Le rapport de l'accélération maximale sur la vitesse maximale est souvent utilisé pour caractériser les séismes. De façon générale, un rapport PGA/PGV élevé indique qu'il y a beaucoup d'énergie libérée sur de courtes périodes de temps, ce qui caractérise habituellement les séismes à hautes fréquences comme ceux qu'on retrouve dans l'est du Canada. À l'opposé, un rapport PGA/PGV faible, près de l'unité, caractérise des séismes à basses fréquences comme ceux de l'ouest du Canada (Tableau 3.19).

Tableau 3.19 - Rapport Accélération maximale/Vitesse maximale (PGA/PGV)

PGA/PGV (s)		FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
	MIN	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	MOY	1,1	1,1	1,1	1,3	1,3	1,3	1,0	1,0	1,0	1,0
	50e	1,2	1,2	1,2	1,3	1,3	1,3	1,0	1,0	1,0	1,0
	84e	1,4	1,4	1,4	1,8	1,8	1,8	1,4	1,4	1,4	1,4
	MAX	1,5	1,5	1,5	2,5	2,5	2,5	1,6	1,6	1,6	1,6

Les rapports PGA/PGV sont similaires pour les séismes sélectionnés avec la méthode FIT et pour les séismes historiques. Toutefois, on observe encore beaucoup de variabilité dans les ensembles de type TRY.

Intensité d'Arias (IA)

L'intensité d'Arias est une mesure de l'énergie du signal qui est obtenue par l'intégrale numérique sur le temps de l'accélération au carré (Eq. 3-1) (Tableau 3.20).

$$I_A = \frac{\pi}{g} \int_0^t a(t)^2 dt \quad \text{Eq. 3-1}$$

Tableau 3.20 - Intensité d'Arias (IA)

IA (m/s)		FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
	MIN	0,97	1,18	1,10	0,14	0,13	0,13	0,44	0,44	0,51	0,26
	MOY	2,81	2,26	2,55	3,32	10,03	15,17	1,34	1,69	1,50	1,73
	50e	2,62	2,41	2,19	2,87	3,48	2,81	1,30	1,58	1,29	1,48
	84e	4,01	2,94	3,63	6,76	6,73	13,87	2,06	2,42	2,30	3,00
	MAX	5,18	3,32	5,45	9,05	72,31	111,43	2,53	4,21	2,59	4,07

On remarque que les IA des enregistrements synthétiques de type FIT sont légèrement supérieures à celles des historiques tandis que celles des enregistrements des groupes de type TRY sont nettement supérieures. Les signaux synthétiques contiennent donc plus d'énergie que les historiques, ce qui les place du côté sécuritaire. Toutefois, des signaux qui auraient trop d'énergie, comme ceux de type TRY, pourraient ne pas être économique.

Vitesse incrémentale maximale (V_{incr})

La vitesse incrémentale se définit comme étant l'aire d'une pulsation de l'accélérogramme. Les aires des pulsations de l'accélérogramme sont calculées et la plus grande d'entre elles donne la vitesse incrémentale maximale (Tableau 3.21). Plus la V_{incr} est grande, plus le séisme est

dommageable pour les structures puisque cela signifie que la structure est sollicitée plus longuement dans la même direction.

Tableau 3.21 - Vitesse incrémentale maximale (V_{incr})

		FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
V_{incr} (m/s)	MIN	0,15	0,14	0,11	0,08	0,06	0,06	0,16	0,19	0,19	0,16
	MOY	0,21	0,19	0,20	0,28	0,44	0,54	0,23	0,25	0,25	0,23
	50e	0,20	0,19	0,20	0,23	0,27	0,27	0,23	0,24	0,23	0,23
	84e	0,23	0,23	0,24	0,50	0,57	0,83	0,25	0,26	0,30	0,25
	MAX	0,30	0,25	0,31	0,68	1,97	2,44	0,30	0,35	0,33	0,31

Les caractéristiques des groupes FIT, FIT-IND, FIT-ATC, H1, H2, H-IND et H-ATC donnent des valeurs de vitesses incrémentales maximales comparables d'un sous-ensemble à l'autre. On remarque aussi que les sous-ensembles TRY, TRY-IND et TRY-ATC donnent des résultats plus élevés et davantage variables que ceux des enregistrements FIT et des historiques.

En résumé de l'analyse faite sur les caractéristiques des séismes, les résultats obtenus ne permettent pas de distinguer des différences significatives entre les séismes historiques et synthétiques. Toutefois, on voit à plusieurs reprises que les séismes sélectionnés avec la méthode FIT donnent des caractéristiques davantage comparables aux séismes historiques autant pour les valeurs moyennes et médianes que pour les minimums et maximums. Les caractéristiques des ensembles étudiées montrent bien que les sous-ensembles FIT, FIT-IND et FIT-ATC représentent adéquatement les accélérogrammes historiques.

3.4 Étude de l'influence des enregistrements sismiques sur une structure

La sélection et l'étalonnage des mouvements sismiques sont primordiaux pour réaliser des analyses sismiques temporelles représentatives du site et du risque sismique à considérer pour un bâtiment. Il y a cependant très peu de données scientifiques quant à l'impact que les différentes approches de sélection et d'étalonnage pourraient avoir sur la réponse inélastique des structures. Par conséquent, dans cette section, nous avons observé les conséquences découlant de la méthode adoptée pour la sélection et l'étalonnage des enregistrements sismiques sur le

comportement inélastique d'une structure en acier. Nous avons donc débuté par définir et modéliser le bâtiment en acier auquel sera soumis les ensembles et sous-ensembles d'enregistrements décrits précédemment.

3.4.1 Définition de la structure

La structure étudiée est un bâtiment typique de 4 étages, localisé à Vancouver sur un site de catégorie C. Le système de reprise des charges latérales est composé de 4 cadres contreventés de type Split-X localisés en périphérie du bâtiment. La Figure 3.15 montre une vue en plan d'un étage du bâtiment tandis que la Figure 3.16 montre une vue 3D du bâtiment. Notez que les planchers et le toit sont en porte-à-faux de 0,25m par rapport à l'axe central des poutres de rives et ce sur tout le périmètre du bâtiment.

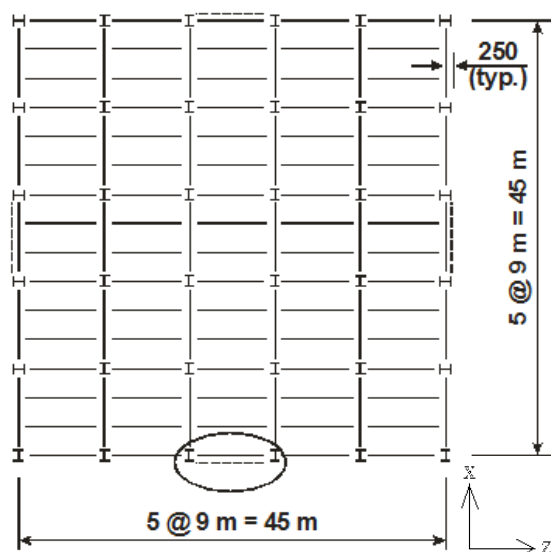


Figure 3.15 - Vue en plan du bâtiment étudié

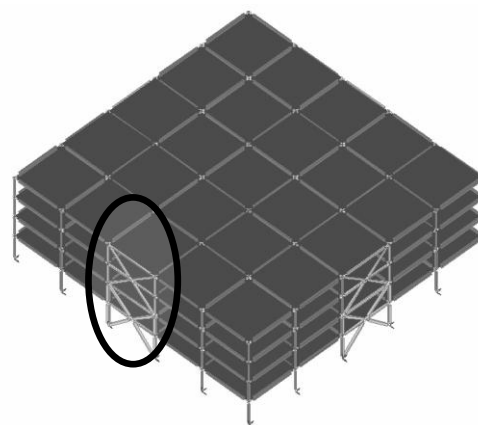


Figure 3.16 - Vue 3D du bâtiment étudié

La structure a été dimensionnée avec le logiciel Advanced Design America, ADA, Graitec Group (2008), un logiciel d'analyse et de design structural pour les ingénieurs-concepteurs. Pour faire le dimensionnement du bâtiment étudié, nous avons effectué dans ADA un design cyclique, soit un design qui utilise les résultats des analyses modales, spectrales et de l'analyse statique avant de sélectionner une section ce qui permet d'optimiser le dimensionnement. Le logiciel ADA permet de faire le design selon les dispositions des normes canadiennes. Dans notre cas, les normes CSA-S16 et CNBC 2005 ont été utilisés.

Charges gravitaires

Les charges de conception sont conformes aux exigences du CNBC 2005 et elles sont données au Tableau 3.22.

Tableau 3.22 - Charges de conception

Toit	
Charge morte au toit	3,0 kPa
Charge de neige - Vancouver	1,64 kPa
Plancher	
Charge morte au plancher	3,5 kPa
Charge morte des cloisons	1,0 kPa
Charge vive au plancher	3,8 kPa
Mur extérieur	
Charge morte	1,2 kPa

Réduction de la charge vive

La charge vive est automatiquement réduite dans ADA. Nous avons utilisé l'Eq. 3-2 pour réduire les charges vives (CNBC 2005).

$$0,3 + \sqrt{9,8/B}, \text{ où } B \text{ est la surface tributaire en m}^2 \quad \text{Eq. 3-2}$$

Combinaison

Les combinaisons de charges utilisées sont données au Tableau 3.23. Notons qu'une combinaison pour la vérification des flèches a été ajoutée au modèle ADA ; les limites utilisées sont L/360 pour toutes les poutres, soit au toit sous charge de neige et autres poutres sous charge vive.

Tableau 3.23 - Combinaisons de charges utilisées dans ADA

Combinaisons de charges	
1,4D	Ultime
1,25D + 1,5L + 0,5S	Ultime
1,25D + 1,5S + 0,5L	Ultime
1,0D + 1,0E + 0,5L + 0,25S	Ultime
0,9D + 1,0E + 0,5L + 0,25S	Ultime
1,0D + 0,25S	Poids sismique
1,0D + 0,5L + 0,25S	Charges de gravité
1,0L + 1,0S	Flèche instantanée

Modélisation des membrures, dalles et conditions limites

Les membrures utilisées pour le design des contreventements sont des HSS carrés qui sont rotulés aux deux extrémités. Leurs longueurs effectives en compression, k_x et k_y , sont égales à $0.9L$ pour tenir compte des connexions qui ont une longueur équivalente à environ 10% de la longueur de la membrure. Les poutres, des profilés W, sont continues sur toute leur longueur, fixée à l'aile supérieure à la dalle du plancher et elles sont rotulées à leurs deux extrémités. Les poteaux sont des profilés W et ils sont continus sur deux étages et les épissures sont rotulées, à l'exception de la connexion au toit qui est rigide. Les coefficients de longueurs effectives utilisées sont $k_x = k_y = 1.0$ pour les poutres et pour les poteaux. Le kL/r maximal de toutes les membrures a été pris égale à 200. Pour les conditions limites au sol, des rotules sont placées à la base de tous les poteaux. Les dalles sont modélisées par des planchers-poutrelles. Les poutrelles sont orientées dans la direction est-ouest tel qu'illustré à la Figure 3.15. Sur les poutrelles, une dalle de béton a été modélisée afin de distribuer adéquatement les efforts à tous les éléments. L'épaisseur de la dalle modélisée a été choisie de telle sorte que la période fondamentale de la structure soit équivalente à celle avec diaphragme rigide, à 10% près.

Nuance d'acier et classes de sections

Dans ADA, et comme cela sera le cas dans SAP2000, la nuance G40.21-350W a été utilisée pour les colonnes et les poutres tandis que pour les contreventements, la nuance ASTM-A500-C50 a été utilisée (Tableau 3.24). Notons que lors du design, toutes les classes de sections ont été autorisées (1 à 4), tel que permis dans la clause 27 de la norme CSA-S16.

Tableau 3.24 - Nuances d'acier utilisées

Membrure	Nuance	F_y (MPa)	F_u (MPa)
Poutre (W)	G40.21-350W	350	450
Colonne (W)	G40.21-350W	350	450
Contreventement (HSS)	ASTM-A500-C50	345	427

Types d'analyse

Pour l'analyse sismique du bâtiment, la méthode dynamique basée sur la méthode modale du spectre de réponse est utilisée. Les détails et l'explication de la norme de conception du CNBC 2005 est présentée au 0 (section 1.5). Les accélérations spectrales prescrites dans le CNBC 2005 pour la ville de Vancouver et un site de catégorie C sont données au Tableau 3.25. Le spectre de

dimensionnement est illustré à la Figure 3.17 et les valeurs des périodes empiriques et dynamiques y sont montrées (voir section suivante).

Tableau 3.25 - Données sismiques pour la région de Vancouver

$S_a(0,2)$	$S_a(0,5)$	$S_a(1,0)$	$S_a(2,0)$	$S_a(\geq 4,0)$
0,940 g	0,640 g	0,330g	0,170 g	0,085 g

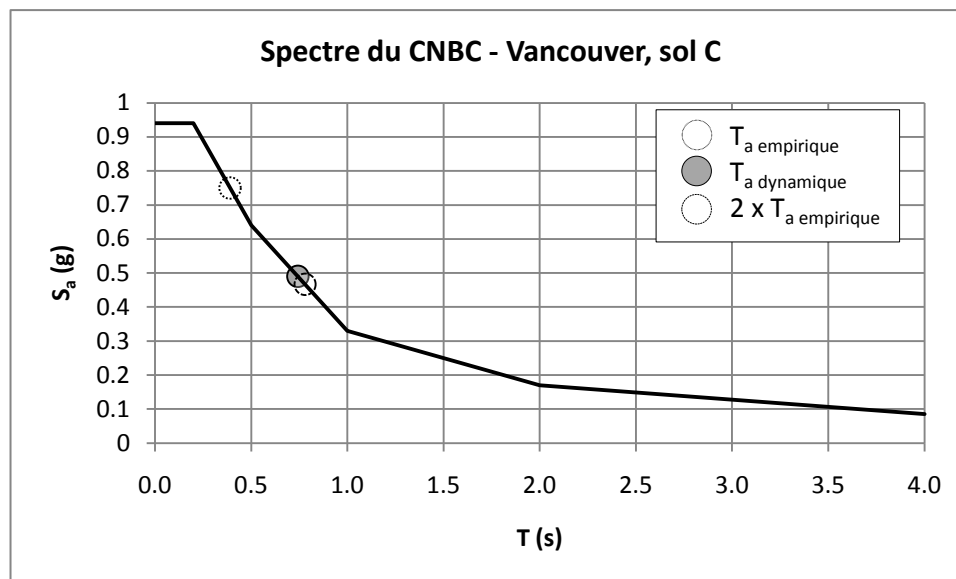


Figure 3.17 - Spectre de dimensionnement

Période fondamentale, T_a

Tout d'abord, la période fondamentale du bâtiment a été calculée et équivaut à : $T_{a \text{ emp}} = 0,025h_n = 0,025 \times 15,6 = 0,390$ seconde. La méthode mécanique déterminée avec ADA donne $T_{a \text{ mec}} = 0,747$ seconde. Puisque la période fondamentale est limitée au minimum entre la période dynamique et le double de la période déterminée par la formule empirique du CNBC 2005, $T_a = 0,747$ seconde.

Accélération spectrale de calcul, $S_a(T_a)$

La période fondamentale du bâtiment est de 0,747 s, alors l'accélération spectrale de calcul est 0,4866 g.

Facteurs de modification de force, R_d et R_o

Pour les ossatures contreventées en acier de construction conventionnelle (Type CC), le facteur R_d équivaut à 1,5 et le facteur R_o , égale à 1,3.

Catégorie de risque du bâtiment, I_E

Ici, l'usage du bâtiment est jugé normal, par conséquent un facteur de 1,0 sera utilisé.

Effets des modes supérieurs, M_v

Pour notre système, ossatures contreventées qui a une période fondamentale de 0,747 s et puisque $S_a(0,2)/S_a(2,0) = 0,940 \text{ g} / 0,170 \text{ g} = 5,5 < 8,0$ le tableau 4.1.8.11 du CNBC 2005 nous suggère d'utiliser $M_v = 1,0$.

Poids sismique, W

Le poids sismique cumulé de notre bâtiment, calculé selon la clause 4.1.8.2 du CNBC 2005, est donné au Tableau 3.26.

Tableau 3.26 - Poids sismique cumulé à chaque étage du bâtiment étudié

Étages	D+0.25S (kg)	D+0.25S (kN)
Toit	805 138	7898
Étage 4	1 731 743	16 988
Étage 3	2 658 349	26 078
Étage 2	3 591 560	35 233
Total	3 591 560	35 233

Force sismique latérale minimale

Pour notre bâtiment, la force sismique latérale minimale, V , se calcule comme suit :

$$V = \frac{0,4866 \times 1,0 \times 1,0}{1,5 \times 1,3} 35\,233 = 8792 \text{ kN}$$

$$V \geq \frac{S(2,0)M_v I_E}{R_d R_o} W = \frac{0,170 \times 1,0 \times 1,0}{1,5 \times 1,3} 35\,233 = 3072 \text{ kN} < 8792 \text{ kN} \rightarrow \text{ok!}$$

$$V \leq \frac{2 S(0,2) I_E}{3 R_d R_o} W = \frac{2 \times 0,940 \times 1,0 \times 1,0}{3 \times 1,5 \times 1,3} 35\,233 = 11\,323 \text{ kN} > 8792 \text{ kN} \rightarrow \text{ok!}$$

Donc, $V = 8792 \text{ kN}$. Par conséquent, le cisaillement à la base déterminé par la méthode spectrale devra être supérieure ou égale à $0,8 \times 8792 \text{ kN} = 7034 \text{ kN}$.

Torsion et effets P-Δ

Il existe deux types de torsion : 1) la torsion intrinsèque du système qui résulte d'un écart entre le centre de masse, CM, et le centre de rigidité, CR, et 2) la torsion accidentelle qui permet de tenir compte des imperfections du système lors de la construction, du mouvement de rotation du sol, des variations dans le calcul des rigidités ou des masses, etc. Notons que la torsion

intrinsèque a été prise en compte dans notre modèle. Dans notre cas, la torsion intrinsèque du système ainsi qu'une torsion accidentelle de 10% ont été considérées lors du design. Notons, qu'étant donné la symétrie du bâtiment, la torsion intrinsèque du système est très faible. Pour tenir compte de la torsion accidentelle, nous avons supposé que le CM et le CR ont été décalés de 10% de la dimension de l'étage en plan, soit de 10% de 45m = 4,5m.

De plus, lors du design, les effets P-delta ont été pris en compte par dans ADA. Rappelons qu'il existe deux types d'effets P-delta : les effets P- Δ et les effets P- δ . Les effets P- Δ correspondent aux effets déstabilisateurs de la charge verticale P agissant sur le déplacement latérale Δ de la structure dans sa globalité tandis que les effets P- δ sont les conséquences de l'action de la charge verticale P sur la déformée locale δ d'une membrure. Ces deux types d'effets P-delta ont été pris en compte lors du design. Le logiciel ADA impose automatiquement l'utilisation des analyses géométriquement non linéaires, effets P- Δ , et il calcule les diagrammes des efforts internes le long des membrures en y incluant les effets P- δ . Cette méthode de calcul permet de faire le design de structures en incluant les effets P-delta tout en ignorant les coefficients de correction U1 et U2 de la norme CSA-S16.

Analyse dynamique

Le bâtiment a été analysé selon la méthode modale du spectre de réponse. La réponse probable du bâtiment a été obtenue en utilisant la méthode de Combinaison Quadratique Complète, CQC, Wilson et al. (1981). Les efforts de design et le dimensionnement ont été obtenus d'ADA. Le cisaillement V_d obtenu de l'analyse dynamique est de 7432 kN > 7034 kN. Par conséquent, les efforts dynamiques déterminés dans ADA sont utilisés directement.

Le Tableau 3.27 montre les périodes des 5 premiers modes de la structure.

Tableau 3.27 - Périodes des 5 premiers modes du bâtiment obtenu avec ADA

Mode	Forme du mode	Période, T (s) *ADA
Mode 1	Z	0.747
Mode 2	X	0.747
Mode 3	Torsion	0.467
Mode 4	Z	0.305
Mode 5	X	0.298

Cadre 2D

Pour le reste des analyses, nous modéliserons uniquement un cadre en 2D. Le cadre montré en rouge sur la Figure 3.16 sera isolé et étudié. Le Tableau 3.28 présente les efforts de conception et les contreventements choisis. Le Tableau 3.29 et le Tableau 3.30 montrent les efforts et les sections choisies pour les colonnes et les poutres du cadre étudié.

Tableau 3.28 - Efforts de conception et sections des diagonales du cadre dans la direction Z

Membrure	Valeur	Axial Nz (kN)	Torsion Tz (kN-m)	Section
Diagonale 1 ^{er}	Max	2868	0,1409	HS305x305x11
	Min	-2868	-0,1409	
Diagonale 2 ^e	Max	2302	0,1021	HS305x305x8,0
	Min	-2302	-0,1021	
Diagonale 3 ^e	Max	1781	0,1175	HS254x254x9,5
	Min	-1781	-0,1175	
Diagonale 4 ^e	Max	1122	0,0222	HS203x203x8,0
	Min	-1122	-0,0222	

Tableau 3.29 - Efforts de conception et sections des colonnes du cadre dans la direction Z

Membrure	Valeur	Flexion Mx (kN-m)	Cisaill, Vy (kN)	Flexion My (kN-m)	Cisaill, Vx (kN)	Axial Nz (kN)	Torsion Tz (kN-m)	Section
Colonne 1 ^{er}	Max	1,57	0,29	69,95	19,98	2378	0,01	W360x162
	Min	-1,27	-0,36	-70,62	-20,44	-4160	-0,01	
Colonne 2 ^e	Max	2,03	0,53	27,82	7,39	2608	0,00	W360x162
	Min	-0,99	-0,27	-26,67	-7,14	-3923	-0,01	
Colonne 3 ^e	Max	1,18	0,52	4,32	2,06	367	0,00	W200x52
	Min	-0,76	-0,09	-4,29	-2,22	-1141	0,00	
Colonne 4 ^e	Max	1,06	0,71	3,24	1,39	610	0,00	W200x52
	Min	-1,61	-0,15	-3,31	-1,48	-867	0,00	

Tableau 3.30 - Efforts de conception et sections des poutres du cadre dans la direction Z

Membrure	Valeur	Flexion Mx (kN-m)	Cisaill, Vy (kN)	Flexion My (kN-m)	Cisaill, Vx (kN)	Axial Nz (kN)	Torsion Tz (kN-m)	Section
Poutre 1 ^{er}	Max	86,40	38,63	0,00	0,00	12	0,00	W360x51
	Min	0,00	-38,63	0,00	0,00	12	0,00	
Poutre 2 ^e	Max	22,33	44,12	0,06	0,02	639	0,00	W360x51
	Min	-39,56	-26,53	-0,07	-0,01	-639	0,00	
Poutre 3 ^e	Max	156,90	70,65	0,00	0,00	43	0,00	W200x52
	Min	0,00	-70,65	0,00	0,00	43	0,00	
Poutre 4 ^e	Max	22,63	45,25	0,12	0,03	457	0,00	W250x58
	Min	-41,00	-27,02	-0,13	-0,03	-457	0,00	

tous ses extrémités à l'exception d'à la base et du haut de la colonne du deuxième étage, où les membrures ont été rotulées.

Membrures et Éléments ductiles

Le modèle 2D utilise des diagonales représentées avec des éléments de treillis. Des éléments ductiles, soit des éléments de longueur nulle avec un comportement axial non-linéaire de type bi-linéaire, sont placés à l'extrémité de chacune des diagonales. La loi de comportement des éléments ductiles est représentée à la Figure 3.19.

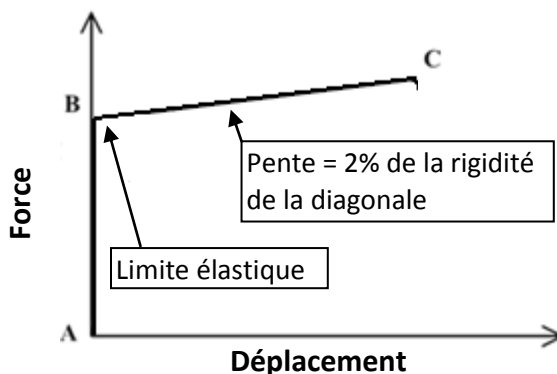


Figure 3.19 - Loi de comportement de l'élément ductile

Le comportement de l'élément ductile est uniquement inélastique. Par conséquent, la déformation de l'élément est nulle jusqu'à ce qu'il atteigne sa limite élastique (la verticale représenté par le segment AB). La limite élastique de l'élément a été prise égale à la charge axiale de plastification des diagonales correspondant à la force obtenue d'une analyse spectrale avec la combinaison de charge $1,0 D + 0,5 L + 0,25 S + 1,0 E$, sans torsion et avec un facteur $R_o R_d$ de 3,0. Cette valeur de 3,0 a été supposée afin de pouvoir réduire la limite élastique et ainsi observer significativement la plastification, le paramètre de réponse qui sera étudié. À partir de cette limite élastique, le déplacement de l'élément ductile commence à augmenter avec la force appliquée. Cette augmentation équivaut à une pente égale à 2% de la rigidité de la diagonale qui vaut EA/L , où E a été pris égal à 200 000 MPa. Étant donné qu'on voulait conserver la même pente peu importe le déplacement, nous avons prolongée la droite de pente équivalente à 2% de la rigidité jusqu'à un déplacement de 1000 mm, valeur arbitrairement choisie et jugée inatteignable : 16% de h_s au 1^{er} étage et 17% de h_s aux étages supérieures. Les résultats montreront plus loin que ces valeurs ne sont jamais atteintes, par conséquent, nous obtenons le comportement bi-linéaire désiré. Le Tableau 3.31 montre la limite élastique des éléments

ductiles (point B), les aires et longueurs des sections des diagonales nécessaire pour le calcul de la rigidité (EA/L), la rigidité et, finalement, la force déterminé avec la pente de 2% de la rigidité pour un déplacement de 1000mm (point C). Les points B et C réfèrent à la Figure 3.19.

Tableau 3.31 - Forces pour les lois de comportement des éléments ductiles

Étages	Limite élastique Point B* (kN)	Aire A mm^2	Longueur L m	Rigidité EA/L kN/mm	2% Rigidité kN/mm	Force à 1000 mm Point C* (kN)
4	570,983	6050	5857,687	206,6	4,131	4131,323
3	1001,171	9090	5857,687	310,4	6,207	6207,228
2	1302,109	9280	5857,687	316,8	6,337	6336,972
1	1620,416	12800	6258,794	409,0	8,180	8180,490

Les lois de comportement des éléments ductiles des diagonales de chaque étage du modèle 2D dans SAP sont montrées à la Figure 3.20.

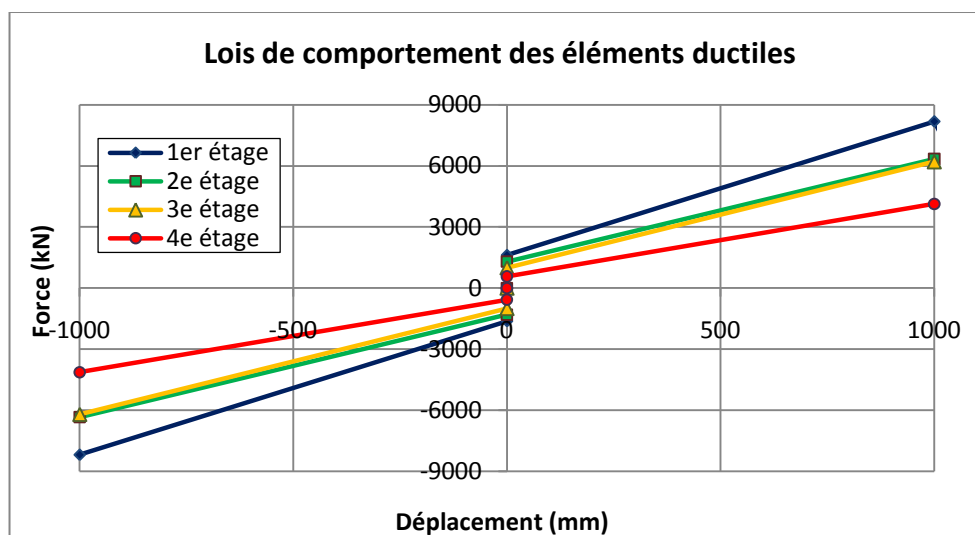


Figure 3.20 - Lois de comportement des éléments ductiles du modèle 2D

Périodes analytiques

Les périodes du modèle 2D obtenu dans SAP sont indiquées au Tableau 3.32 (axes sont montrés à la Figure 3.18). Pour fin de comparaison, les périodes obtenues précédemment dans ADA sont également fournies pour la direction Z (axes sont montrés à la Figure 3.18). Les autres modes de vibration : le mode de l'axe perpendiculaire au cadre étudié et le mode de torsion, ne sont pas présentés car on ne les retrouve pas dans le modèle bidimensionnel. Notons également que la direction Z dans ADA, soit l'axe du plan du cadre étudié, correspond à l'axe des Y dans SAP;

l'axe vertical est représenté par l'axe Y dans ADA et Z dans SAP tandis que l'axe perpendiculaire au cadre étudié correspond à l'axe X dans ADA et dans SAP.

Tableau 3.32 - Périodes des 5 premiers modes du bâtiment obtenu avec SAP

Mode	Forme du mode		Période, T (s)		
	Direction	*SAP	*ADA	SAP	ADA
Mode 1	Horizontale	Y	Z	0,742	0,747
Mode 2	Horizontale	Y	Z	0,318	0,305
Mode 3	Verticale	Z	Y	0,310	-
Mode 4	Horizontale	Y	Z	0,203	-
Mode 5	Verticale	Z	Y	0,191	-

Résumé des analyses effectuées

Une fois la structure définie et modélisée, les analyses temporelles inélastiques ont été effectuées. Étant donné que plusieurs méthodes de sélection et d'étalonnage des enregistrements sismiques ont été présentées aux sections 3.1 et 3.2, un résumé des accélérogrammes utilisés pour les analyses est donné au Tableau 3.33.

Tableau 3.33 - Résumé des accélérogrammes et méthodes d'étalonnage utilisés pour les analyses

Enregistrements	Sélection des accélérogrammes	Méthode d'étalonnage	Nom de la série d'analyses	Nombre d'analyses
Synthétiques	Ensemble 120 enregistrements	IND	IND	120
		ATC	ATC	120
	Sous-ensemble FIT de 10 enregistrements	-	FIT	10
		IND	FIT-IND	10
		ATC	FIT-ATC	10
	Sous-ensemble TRY de 10 enregistrements	-	TRY	10
		IND	TRY-IND	10
		ATC	TRY-ATC	10
Historiques	Ensemble 10 enregistrements	H1	H1	10
		H2	H2	10
		IND	H-IND	10
		ATC	H-ATC	10

Paramètre de réponse

L'effet d'un accélérogramme sur la structure est évalué en étudiant la déformation inélastique axiale maximale dans les diagonales des niveaux 1, affectée par le premier mode, 2, 3 et 4, affectée par les modes supérieurs. Pour ce faire, nous avons retenu la plus grande déformation

inélastique en tension de l'élément ductile de chacune des deux diagonales de chaque étage. De ces deux valeurs, la déformation maximale a été conservée et la composante horizontale de cette déformation est par la suite exprimée en pourcentage de la hauteur d'étage. Ce paramètre de réponse sera appelé déformation inélastique inter-étage par la suite. Nous avons compilé ces déformations pour tous les ensembles de séismes énoncés précédemment et les valeurs des 50e, 84e et 100e fractiles ont été évaluées. Finalement, nous avons calculé le paramètre β_{RTR} qui sert à quantifier la variabilité entre les enregistrements d'un groupe. β_{RTR} est l'écart-type des logarithmes naturels de chacune des valeurs de déformation inélastique d'un ensemble. Dans l'ATC, le facteur β_{RTR} est estimé à 0,4.

3.4.3 Résultats et discussion

Les Figures 3.21 à 3.24 montrent la probabilité cumulée des déformations inélastiques inter-étages obtenues avec les différents ensembles de séismes au 1^{er}, 2^e, 3^e et 4^e étage. De plus, le Tableau 3.34 présente les déformations inélastiques inter-étages (50^e, 84^e et 100^e fractiles) obtenues pour chaque ensemble d'accélérogrammes.

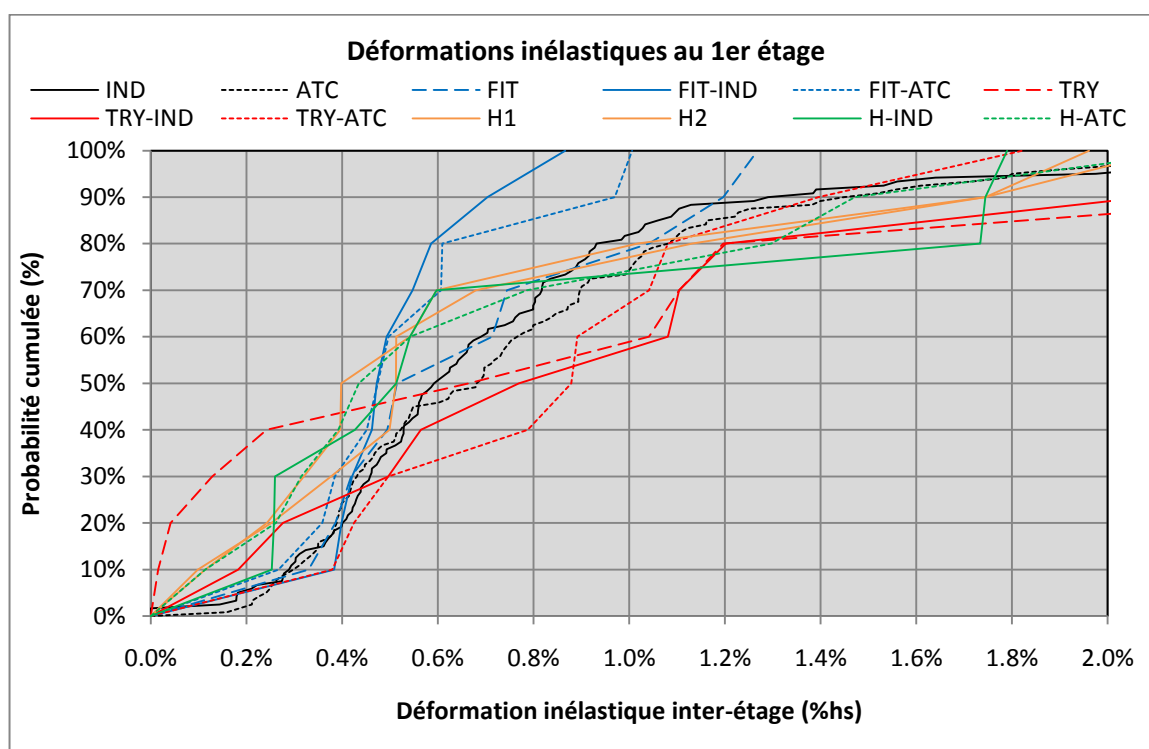


Figure 3.21 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 1^{er} étage

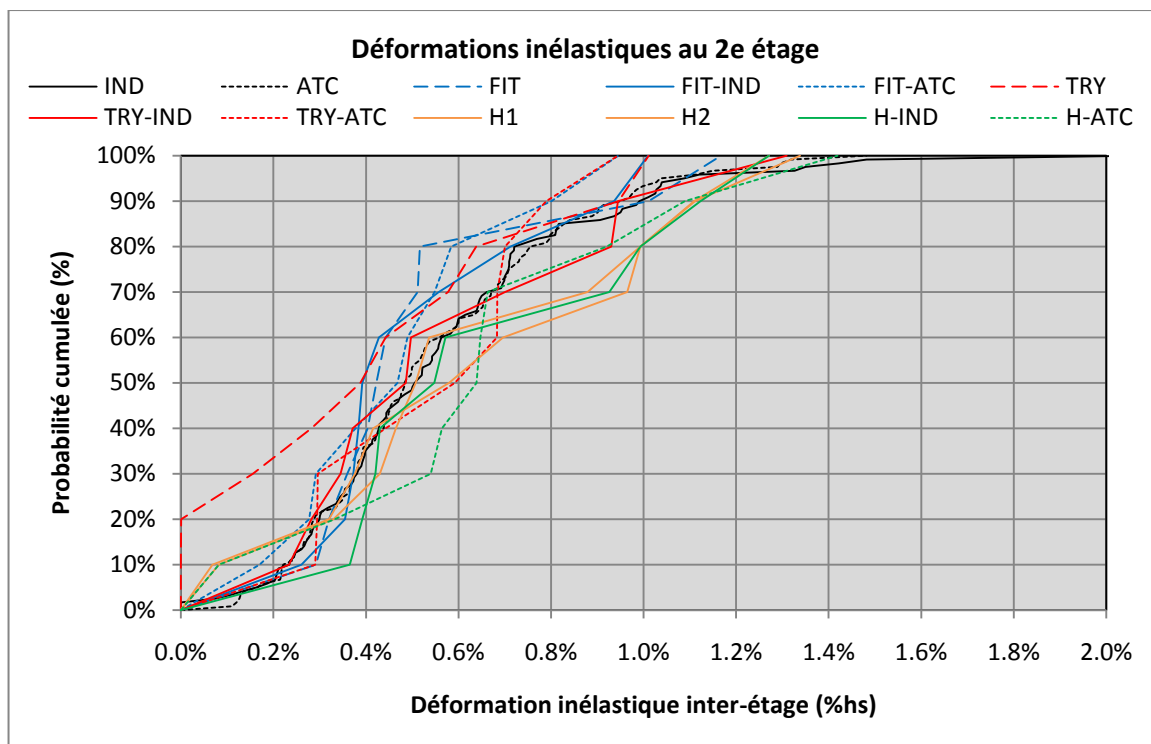


Figure 3.22 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 2^e étage

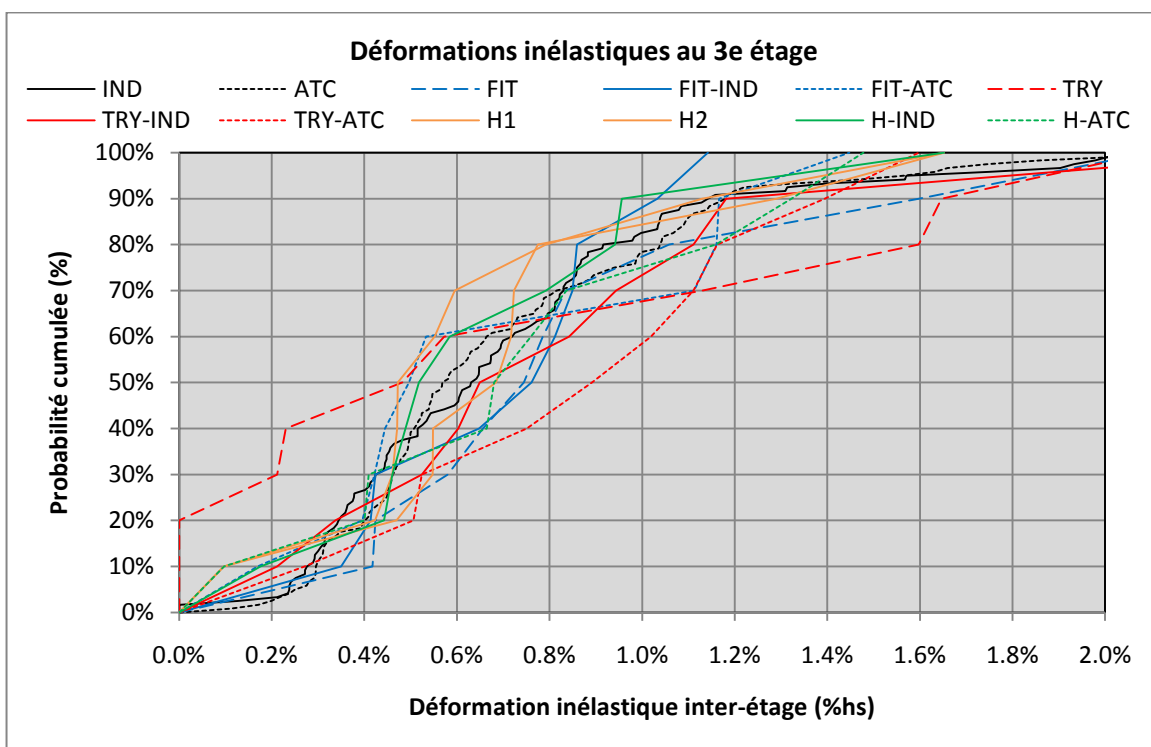


Figure 3.23 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 3^e étage

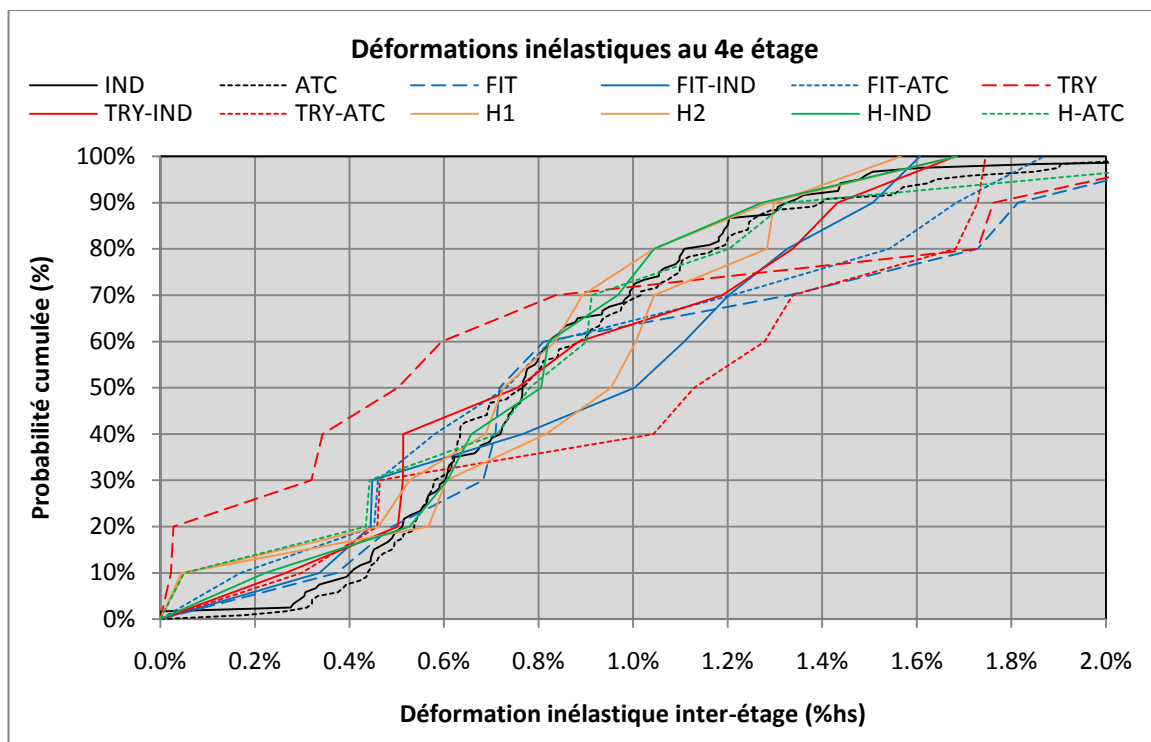


Figure 3.24 - Graphique des probabilités cumulées des déformations du 4^e étage

Tableau 3.34 - Résultats des analyses: Déformations a) 1^{er} étage b) 2^e étage c) 3^e étage d) 4^e étage

Déformation inélastique inter-étages (% hs)

a) 1^{er} étage

	IND	ATC	FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
MIN	0,00	0,16	0,33	0,38	0,27	0,02	0,18	0,38	0,11	0,10	0,25	0,11
MOY	0,74	0,83	0,71	0,53	0,56	1,06	1,02	0,92	0,73	0,79	0,81	0,78
50e	0,60	0,69	0,61	0,48	0,49	0,85	0,93	0,89	0,47	0,51	0,53	0,49
84e	1,03	1,16	1,13	0,65	0,81	1,90	1,69	1,26	1,42	1,47	1,74	1,39
MAX	2,99	4,62	1,27	0,87	1,01	3,72	2,41	1,82	1,96	2,12	1,79	2,20
β	0,59	0,62	0,49	0,26	0,42	1,79	0,83	0,51	0,88	0,91	0,80	0,90

b) 2^e étage

	IND	ATC	FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
MIN	0,00	0,11	0,29	0,26	0,17	0,00	0,23	0,29	0,08	0,07	0,37	0,08
MOY	0,56	0,55	0,54	0,54	0,50	0,44	0,61	0,57	0,66	0,69	0,70	0,69
50e	0,51	0,49	0,43	0,41	0,48	0,42	0,49	0,64	0,52	0,64	0,56	0,64
84e	0,81	0,82	0,79	0,84	0,71	0,81	0,94	0,75	1,06	1,06	1,07	1,01
MAX	2,07	1,48	1,17	1,01	0,94	1,01	1,31	0,94	1,27	1,34	1,27	1,42
β	0,56	0,52	0,46	0,45	0,52	2,57	0,57	0,45	0,80	0,88	0,48	0,79

c) 3^e étage

	IND	ATC	FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
MIN	0,00	0,11	0,42	0,35	0,17	0,00	0,21	0,27	0,10	0,10	0,18	0,10
MOY	0,70	0,71	0,92	0,73	0,73	0,80	0,88	0,92	0,66	0,75	0,70	0,78
50e	0,64	0,58	0,77	0,79	0,51	0,53	0,75	0,96	0,51	0,70	0,55	0,72
84e	1,03	1,09	1,36	0,96	1,16	1,63	1,15	1,29	0,98	1,06	0,95	1,25
MAX	2,06	2,54	2,10	1,14	1,45	2,10	2,40	1,60	1,65	1,65	1,65	1,48
β	0,56	0,53	0,52	0,41	0,67	0,90	0,68	0,54	0,75	0,76	0,60	0,79

d) 4^e étage

	IND	ATC	FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H1	H2	H-IND	H-ATC
MIN	0,00	0,18	0,37	0,34	0,17	0,02	0,26	0,30	0,05	0,04	0,22	0,05
MOY	0,85	0,87	1,09	0,97	0,95	0,83	0,91	1,12	0,82	0,92	0,86	0,91
50e	0,77	0,77	0,76	1,06	0,78	0,55	0,82	1,20	0,78	0,98	0,81	0,84
84e	1,19	1,24	1,78	1,43	1,62	1,75	1,39	1,71	1,18	1,29	1,17	1,27
MAX	3,97	3,02	2,21	1,61	1,87	2,21	1,68	1,75	1,69	1,57	1,69	2,38
β	0,46	0,45	0,60	0,56	0,75	1,62	0,59	0,64	0,97	1,02	0,56	1,04

Valeurs médiane

Pour le premier étage, les valeurs médianes de déformation du groupe IND, les FIT et les historiques sont semblables puisqu'elles varient entre 0,47% et 0,61% de h_s . Pour les sous-groupes TRY, surtout le TRY-IND, les valeurs médianes sont plus élevées que celles des autres groupes (0,85% à 0,93%).

Au deuxième étage, aucune méthode d'étalonnage ne se distingue des autres : les déformations médianes varient de 0.41 à 0.64% de h_s , ce qui est jugé comparable.

Pour le troisième étage, les valeurs médianes de déformation de tous les groupes sont comparables (déformations entre 0,47% et 0,61% de h_s) sauf celle de TRY-ATC qui est plus élevée que les autres 0,96% de h_s .

Au quatrième étage, les valeurs médianes sont comparables (0,76% à 0,98% de h_s) à l'exception du sous-ensemble TRY qui montre une médiane plus faible (0,52% de h_s) et des sous-ensembles FIT-IND et TRY-ATC qui ont des médianes plus élevées que les autres (1,06% et 1,20% de h_s).

Valeur 84e fractile

Pour les valeurs du 84^e fractile du premier étage, on remarque tous les ensembles donnent des réponses similaires à l'exception des 3 groupes FIT qui montrent des valeurs légèrement plus faibles. Au deuxième étage, les 84^e fractiles ne se différencient pas les uns des autres, excepté ceux pour les historiques qui sont très légèrement plus élevés que les autres. Pour le troisième étage, à l'exception du sous-ensemble TRY qui donne un résultat plus élevés les autres ensembles donnent des valeurs similaires. Au quatrième étage, les 84^e fractiles ne se différencient pas les uns des autres, excepté ceux pour les historiques qui sont très légèrement plus faibles que les autres.

Valeur maximales (100e fractile)

Au premier étage, les valeurs maximales les plus élevées se retrouvent dans les groupes IND, ATC et TRY, au deuxième, c'est le groupe IND qui a le maximum le plus élevé, au troisième c'est l'ensemble ATC tandis qu'au quatrième étage, les 100^e fractiles les plus élevés sont dans les groupes IND et ATC. Notons qu'il est plus probable de retrouver une valeur extrême davantage élevée dans un groupe de 120 enregistrements que dans un groupe de 10, c'est

pourquoi le fait de retrouver les réponses maximales les plus élevés dans les groupes IND et ATC n'est pas surprenant.

β_{RTR}

On remarque que tous nos ensembles donnent des valeurs de β_{RTR} supérieure à la valeur de 0,4 de l'ATC, ce qui indique une grande variabilité. Les groupes TRY, H-ATC et H2 donnent des valeurs de β_{RTR} très élevés, ce qui met en évidence une grande variabilité des résultats dans nos échantillons.

En résumé de l'analyse faite sur la structure, les ensembles sélectionnés avec la méthode TRY (TRY, TRY-IND et TRY-ATC) ainsi que le sous-ensemble FIT-IND qui donne des résultats plus variables donc moins concluants.

3.5 Analyse des résultats

Les prochaines sections font le point sur plusieurs questions portant sur la sélection, l'étalonnage et l'utilisation des enregistrements sismiques. Par exemple, on présente un résumé des facteurs d'étalonnage utilisés; on compare les enregistrements sismiques historiques avec les synthétiques; on étudie la validité de réduire les ensembles d'accélérogrammes à des sous-ensembles comptant une dizaine d'enregistrements et finalement on discute des groupes d'analyses étudiés et on propose un choix pour les analyses futures.

3.5.1 Facteurs d'étalonnage

Les facteurs d'étalonnage utilisés pour les sous-ensembles d'accélérogrammes sont donnés au Tableau 3.35. Les valeurs soulignées correspondent aux enregistrements pour lesquels les facteurs d'étalonnage varient beaucoup en fonction de la méthode d'étalonnage choisie. De façon générale, ce phénomène survient surtout lorsque la forme du spectre en question ne s'apparente pas à celle du spectre du CNBC 2005. Ces accélérogrammes sont donc naturellement moins compatibles avec le code et il est davantage compliqué de les calibrer. C'est pourquoi les accélérogrammes dont les facteurs d'étalonnage ne varient pas considérablement avec la méthode d'étalonnage utilisée sont à privilégier. Les résultats du Tableau 3.35 montrent que tous les enregistrements des sous-groupes FIT ont des facteurs

d'étalonnage très similaires entre eux. Par conséquent, il est avantageux de sélectionner les enregistrements avec la méthode FIT.

Tableau 3.35 - Résumé des facteurs d'étalonnage des enregistrements des sous-ensembles

ID	FIT	FIT-IND	FIT-ATC	TRY	TRY-IND	TRY-ATC	H-IND	H-ATC	H1	H2
1	1,0	0,9	1,1	1,0	1,0	0,9	0,6	0,7	0,7	0,6
2	1,0	1,1	1,1	<u>1,0</u>	<u>1,3</u>	<u>2,0</u>	1,1	1,3	1,1	1,2
3	1,0	0,8	0,8	<u>1,0</u>	<u>2,9</u>	<u>3,6</u>	1,8	2,0	1,9	2,0
4	1,0	0,8	0,7	<u>1,0</u>	<u>2,9</u>	<u>4,0</u>	1,4	1,3	1,4	1,4
5	1,0	0,9	0,7	1,0	0,8	0,8	<u>2,0</u>	<u>2,3</u>	<u>1,6</u>	<u>2,6</u>
6	1,0	0,9	0,7	1,0	0,8	0,8	1,6	1,2	1,2	1,2
7	1,0	1,1	1,4	1,0	0,8	1,0	1,1	1,2	1,0	1,3
8	1,0	0,8	0,9	1,0	0,9	0,8	1,4	1,0	1,3	1,6
9	1,0	1,0	1,3	1,0	1,5	1,4	1,5	1,9	1,5	1,5
10	1,0	1,0	1,0	<u>1,0</u>	1,5	1,4	<u>2,3</u>	<u>1,3</u>	<u>1,8</u>	<u>1,9</u>
MIN	1,0	0,8	0,7	1,0	0,8	0,8	0,7	0,6	0,6	0,7
MOY	1,0	0,9	1,0	1,0	1,4	1,7	1,3	1,5	1,5	1,4
50e	1,0	0,9	1,0	1,0	1,2	1,2	1,4	1,4	1,5	1,3
84e	1,0	1,1	1,2	1,0	2,3	2,9	1,7	2,0	1,9	2,0
MAX	1,0	1,1	1,4	1,0	2,9	4,0	1,9	2,6	2,3	2,3

3.5.2 Historique VS Synthétique

En observant le Tableau 3.34, la Figure 3.21, la Figure 3.22, la Figure 3.23 et la Figure 3.24, on remarque que les résultats associés aux séismes synthétiques des groupes FIT et du groupe TRY-IND sont comparables à ceux associés aux historiques. En plus de ne pas remarquer de différences appréciables dans les résultats obtenus, les caractéristiques des séismes, déterminés à la section 3.3, ne montraient pas elles non plus de variations significatives entre les enregistrements historiques et synthétiques pour les sous-ensembles FIT, FIT-IND et FIT-ATC. Par conséquent, l'utilisation de séismes artificiels pour les analyses est justifiable, spécialement si les accélérogrammes d'un des sous-groupes FIT sont utilisés. Dans les régions où les enregistrements historiques sont disponibles, il est suggéré de les utiliser conjointement avec les accélérogrammes synthétiques.

d'accélérogrammes sans affecter significativement les résultats. Notons cependant que cela ne veut pas nécessairement dire que les réponses obtenues avec les ensembles IND et ATC sont les meilleures, surtout qu'elles sont directement dépendantes des combinaisons M-R choisies, mais simplement que le fait de réduire le nombre d'enregistrements d'un ensemble à 10 est acceptable.

3.5.4 FIT VS TRY

Tel qu'indiqué à la section précédente, les résultats du sous-ensemble TRY est fonction des scénarios choisis par l'utilisateur. Un des désavantages de cette méthode est que le choix des scénarios devient un facteur qui influence directement la sélection des accélérogrammes du sous-ensemble, ce qui n'est pas le cas pour les séismes choisis avec la méthode FIT. De plus, l'ensemble FIT a l'avantage d'utiliser des séismes qui sont naturellement plus près du spectre cible de la norme ce qui a pour conséquence de limiter, voir d'éliminer l'étalonnage des accélérogrammes. De surcroît, un autre avantage de la méthode FIT est que les caractéristiques des séismes de cet ensemble étaient davantage comparables à celles des séismes historiques. Pour ces trois raisons, nous utiliserons les séismes du sous-ensemble FIT.

Il faut toutefois être vigilant puisqu'on voit sur les deux figures précédentes que les sous-ensembles FIT-IND et FIT-ATC donnent des résultats plus faibles et moins dispersés que ceux des autres sous-ensembles. Ce phénomène est probablement dû à la forme des spectres du groupe FIT qui s'apparente mieux au spectre cible et par conséquent se calibre mieux sur l'ensemble des périodes. L'utilisation du sous-ensemble FIT sans aucun étalonnage semble un bon compromis puisqu'il permet d'utiliser des accélérogrammes qui ont un spectre relativement près du spectre cible du CNBC 2005 tout en incluant une certaine variabilité et sécurité en éliminant l'étalonnage.

De plus, pour éviter que les enregistrements sélectionnés avec la méthode FIT ne proviennent tous du même scénario Magnitude-Distance, nous choisirons tout de même les enregistrements sismiques les plus proches du code naturellement, mais nous vérifierons qu'au moins un séisme de chacun des scénarios compose l'échantillon final.

3.5.5 Méthodes d'étalonnage subjective VS stricte

Lors des analyses, les enregistrements historiques ont été calibrés avec 4 méthodes: 2 méthodes subjectives (H1 et H2) et 2 méthodes strictes (H-IND et H-ATC). Par méthodes subjectives, on entend les méthodes qui incorporent une part de jugement dans le choix de l'étalonnage tandis que pour les méthodes strictes, seulement des critères fixes sont utilisés, ce qui rend la méthode reproductible. Afin de comparer ces méthodes d'étalonnage, nous avons mis sur un même graphique les résultats des analyses H1, H2, H-IND et H-ATC (Figure 3.26). Ces deux graphiques montrent des résultats comparables. On remarque que les séismes qui ont été calibrés avec des méthodes subjectives donnent des résultats très légèrement supérieurs, mais rien ne porte à croire qu'il y est une distinction à faire entre les méthodes. Toutefois, puisque les méthodes strictes (IND et ATC) permettent une certaine rigueur et une reproductibilité que les autres méthodes n'offrent pas, ce sont elles qui seront utilisées.

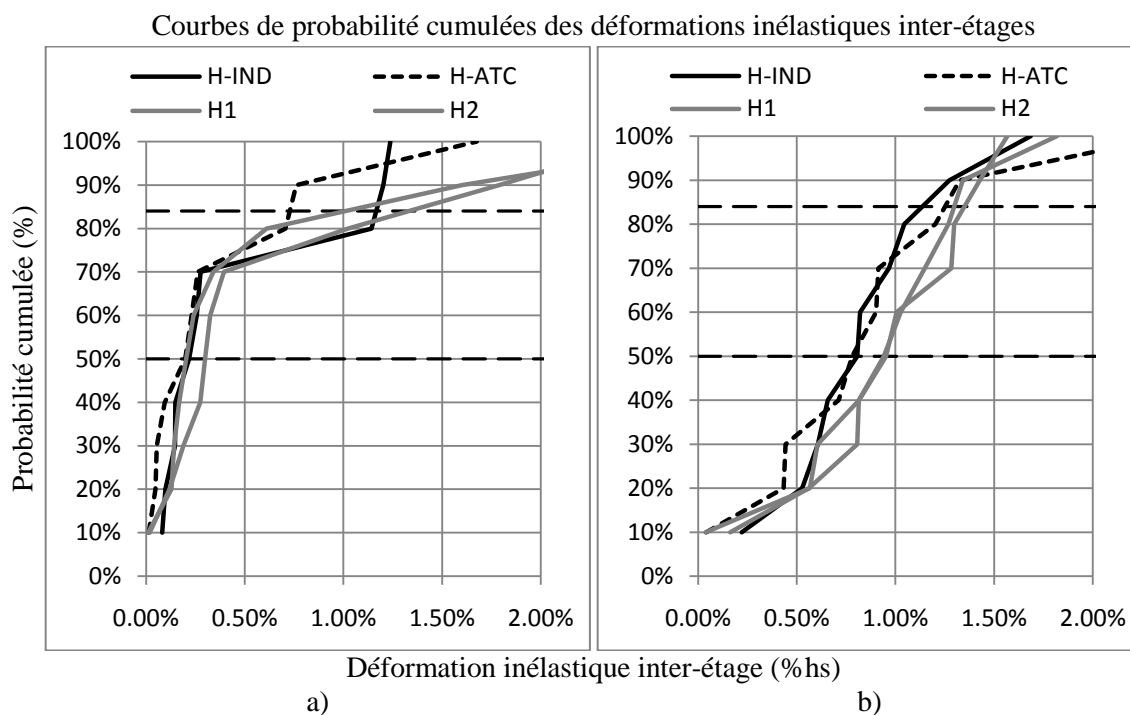


Figure 3.26 – Déformations inélastiques inter-étage des cas H-IND, H-ATC, H1 et H2. a) 1^{er} étage ; b) 4^e étage

3.5.6 IND VS ATC

Les méthodes d'étalonnage IND et ATC donnent de résultats relativement similaires. Toutefois, la méthode IND est légèrement plus simple à effectuer, c'est pourquoi elle sera utilisée quand l'étalonnage des signaux sera jugé nécessaire.

Choix final

En vue des résultats obtenus, l'approche suivante a été retenue pour sélectionner et étalonner les accélérogrammes dans le cadre de ce projet de recherche. Si les circonstances le permettent deux ensembles de 10 accélérogrammes seront utilisés, 10 historiques et 10 synthétiques. Toutefois, dans le cas où aucun enregistrement historique ne serait disponible, seul l'ensemble de 10 accélérogrammes synthétiques sera utilisé. Les enregistrements synthétiques seront sélectionnés en utilisant la méthode FIT, méthode décrite précédemment tandis que les enregistrements historiques seront sélectionnés en fonction des critères suivants : scénarios magnitude-distance, PGA, V_s et localisation de la station d'enregistrement (section 3.2.1). Les enregistrements synthétiques ne seront pas étalonnés tandis que les historiques seront étalonnés avec la méthode IND. Notons toutefois que nous nous assurerons d'avoir dans l'échantillon FIT au moins un enregistrement de chacun des scénarios qui a été choisi.

3.6 Sélection d'accélérogrammes pour les sols mous (site E)

Pour les sites de catégorie E, on remarque qu'il y a certains spectres des séismes historiques qui sont en forme de cloche et, par conséquent, ils ont des accélérations spectrales parfois très élevées dans les petites périodes et très faibles sur le reste des périodes. Une règle a donc été ajoutée lors de l'étalonnage de ces séismes : le spectre calibré ne pourra pas dépasser la valeur limite correspondant à 2 fois l'accélération spectrale du CNBC 2005 sur une plage de période de plus de 0,1 s. Cette limite supérieure permettra d'éviter la sur-amplification des signaux lors de l'étalonnage.

3.7 Conclusion

À partir des différentes méthodes de sélection et d'étalonnage des séismes artificiels et historiques décrites dans ce chapitre, nous avons formé 8 groupes de séismes synthétiques et 4 groupes de séismes historiques. Deux ensembles de 120 séismes synthétiques ont été générés et,

à partir de ces derniers, nous avons réduit le nombre d'accélérogrammes à 6 sous-ensembles de 10 séismes. De plus, 4 groupes de 10 séismes historiques ont été choisis et étalonnés. Nous avons étudié les caractéristiques de ces 12 groupes de séismes synthétiques et historiques sélectionnés et étalonnés avec différentes méthodes. Le comportement inélastique d'une structure en acier de 4 étages soumise à ces ensembles de séismes a également été étudié.

Les analyses effectuées sur le bâtiment de 4 étages ont montré que les caractéristiques des groupes de séismes synthétiques étaient comparables à celles des séismes historiques et que les deux types de séismes donnaient lieu à une réponse inélastique également comparable. On peut donc conclure que les séismes artificiels constituent une bonne alternative dans le cas où des enregistrements historiques ne seraient disponibles. Notons toutefois qu'il est préférable d'utiliser des séismes historiques, s'ils sont disponibles en nombre suffisant.

Les résultats comparables obtenus entre les ensembles de 120 accélérogrammes et leurs sous-ensembles nous permettent de conclure qu'il est possible de réduire le nombre d'accélérogrammes à 10 sans affecter significativement les résultats.

La sélection devrait se faire parmi les séismes ayant des scénarios magnitude-distance dominant l'aléa sismique pour le site étudié. Pour les séismes synthétiques, nous suggérons de sélectionner les 10 accélérogrammes dont le spectre de réponse sans modification, s'approche le plus du spectre du CNBC 2005 (méthode FIT), tout en s'assurant d'avoir au moins un enregistrement pour chacun des scénarios magnitude-distance sélectionnés. Pour ces séismes, nous suggérons de ne pas effectuer d'étalonnage puisqu'ils sont déjà naturellement près du spectre cible.

Pour les séismes historiques, nous suggérons de sélectionner les séismes selon les critères suivants : scénarios magnitude-distance dominant l'aléa sismique, accélération de pointe au sol (PGA) proche de la valeur prescrite au site, vitesse des ondes (V_s), ou classification du site qui correspond aux conditions du site, et localisation de la station d'enregistrement. Finalement, pour l'étalonnage de ces séismes, nous suggérons la méthode des aires sous la courbe égales (IND) puisqu'elle a donné des résultats satisfaisant et qu'elle était très simple.

Dans la démarche de sélection et d'étalonnage des séismes, il est aussi suggéré de garder un regard critique sur le nombre de séismes pour un scénario magnitude-distance (ne devrait pas être nul ou excéder 3), sur le facteur d'étalonnage (ne devrait pas être supérieure à 2,0 ou

inférieure à 0,5), sur l'accélération de pointe (ne devrait pas être supérieure à 10 fois la valeur spécifiés au site), etc. Il faudra également s'assurer que le spectre médian de l'ensemble des accélérogrammes choisis, après étalonnage, s'il y a lieu, soit près du spectre cible pour les plages de périodes étudiées. Ces suggestions serviront de guide lors du choix des accélérogrammes qui est présenté au chapitre suivant.

CHAPITRE 4 MODÉLISATION OPENSEES

Dans l'optique d'obtenir des données scientifiques pour les structures en acier de type CC possédant des connexions non-ductiles et ductiles, et de discuter la limite de hauteur proposée, nous avons réalisé l'étude du comportement sismique de 24 bâtiments de 2 à 10 étages de type CC situés à Montréal et à Vancouver. L'objectif principal de ce chapitre est de décrire la modélisation des 24 bâtiments étudiés et les paramètres d'analyses utilisés. Les bâtiments ont été modélisés et analysés avec le logiciel OpenSees. Dans ce chapitre, nous décrivons, tout d'abord, le choix des bâtiments étudiés. Par la suite, nous décrivons les hypothèses de modélisation utilisées pour reproduire les structures dans OpenSees. Ensuite, nous avons validé les modèles construits. Finalement, nous décrivons les accélérogrammes choisis pour les 3 types d'analyses temporelles réalisées.

Étant donné le nombre élevé de modèles et d'analyses réalisés, les chapitres 4 et 5 de ce mémoire ont été faits avec M. Pierre Castonguay, candidat à la maîtrise à l'École Polytechnique de Montréal. Les deux auteurs: Kim Guilini-Charette et Pierre Castonguay ont contribué également aux travaux réalisés dans les chapitres 4 et 5 de ce mémoire (50%-50%). De plus, un rapport détaillé sur les essais de laboratoire sur lesquels la calibration des modèles OpenSees est basée est donné dans Castonguay (2009).

4.1 Bâtiments étudiés et dimensionnement

L'approche retenue consiste à concevoir des structures typiques de différentes hauteurs et d'évaluer leur comportement sismique. Les bâtiments choisis devaient nous permettre d'étudier les paramètres suivants :

- le comportement sismique des bâtiments en fonction de leur hauteur;
- les différences sismiques entre les bâtiments de l'est et de l'ouest du Canada;
- les effets de site pour les sites de catégorie C et E;
- les conséquences de localiser les cadres de contreventements à l'intérieur plutôt qu'à l'extérieur des bâtiments;
- le comportement des contreventements de type Split-X et les chevrons;

- les effets de bâtiments de même hauteur qui ont un nombre d'étages différents et par conséquent des hauteurs d'étages variables.

Au total, 24 bâtiments de 2 à 10 étages localisés à Montréal et Vancouver ont été étudiés (Tableau 4.1). La résistance aux charges sismiques des bâtiments sera fournie par des contreventements en treillis concentriques de type Split-X sur 2 étages et chevron (Figure 4.1). Les hauteurs des étages (Figure 4.2), la localisation des cadres de contreventements (Figure 4.3) et le site où est situé le bâtiment varieront (sites de catégorie C et E).

Pour chacune des deux villes étudiées, 5 bâtiments standards ont été modélisés. Les bâtiments standards sont les structures de 2, 4, 6, 8 et 10 étages situés sur un site de catégorie C, avec une hauteur d'étages « Normale » et avec des contreventements de types Split-X localisée à l'extérieur du bâtiment. De plus, nous avons étudiés, à Montréal et à Vancouver, l'effet d'avoir une structure localisée sur un site de catégorie E, d'utiliser des contreventements en chevron et de modifier les hauteurs d'étages sur des bâtiments de 4 et de 8 étages. Finalement, nous avons vérifié l'effet de localiser les cadres de contreventements à l'intérieur plutôt qu'à l'extérieur du bâtiment. Cette dernière vérification a été faite pour les bâtiments de 4 et 8 étages de Vancouver.

Afin de comprendre la terminologie utilisée dans le nom des modèles, voici quelques précisions. Les deux premières lettres indiquent la ville où est située le bâtiment : « Va » pour Vancouver et « Mo » pour Montréal. La lettre suivante indique la catégorie du site étudié : C ou E. La hauteur du bâtiment : 8,1 m; 15,6 m; 23,1 m; 30,6 m ou 38,1 m (en fonction du nombre d'étages) est ensuite donnée. Par la suite, on trouve la lettre « N », « L » ou « T » pour les hauteurs d'étages « Normal » (4,35 m au premier et 3,75 m aux autres étages); « Low » (3,60 m au premier et 3,00 m aux autres étages); et « Tall » (5,60 m au premier et 5,00 m aux autres étages) (Figure 4.2). Ensuite, on a le nombre d'étages du bâtiment suivi par un « s » minuscule pour « storey ». Finalement, nous avons des précisions sur les contreventements : « SX » signifie Split-X tandis que « CV » veut dire chevron (Figure 4.1) et le « I » indique que les cadres de contreventements sont localisés à l'intérieur du bâtiment tandis que le « E » veut dire qu'ils sont à l'extérieur (Figure 4.3).

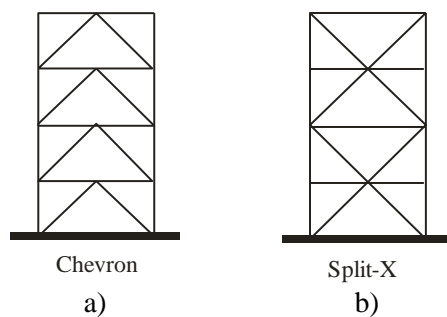


Figure 4.1 - Cadre de contreventements : a) Chevron ; b) Split-X sur 2 étages

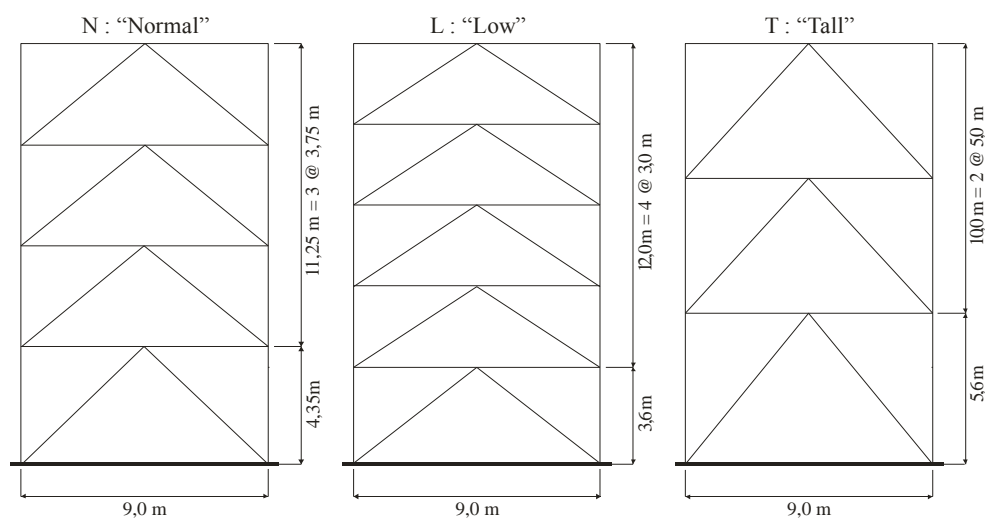


Figure 4.2 - Différentes hauteurs d'étages

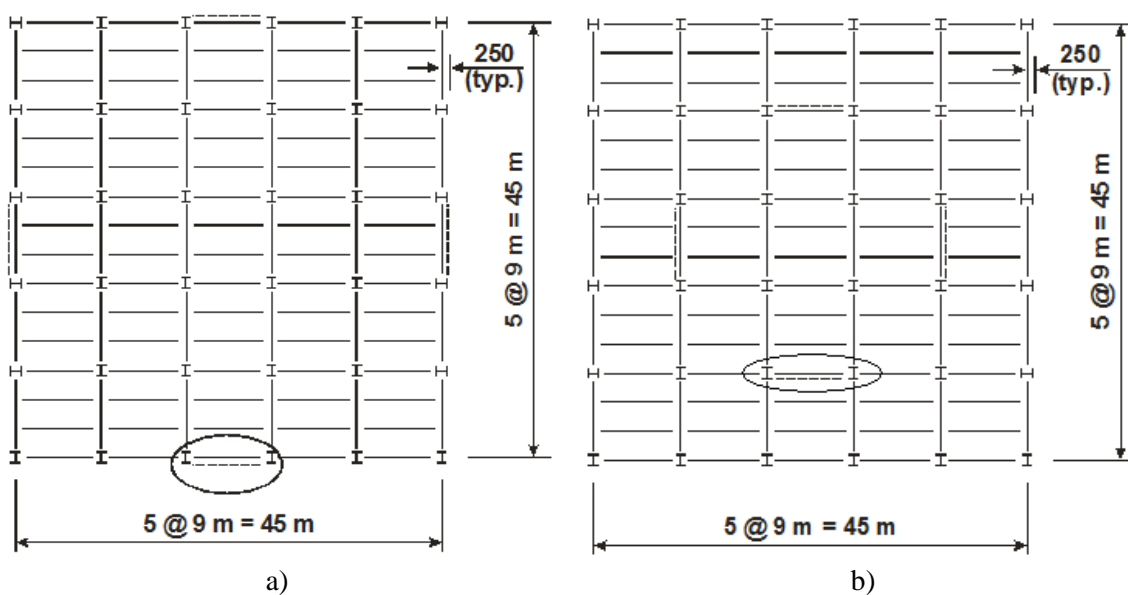


Figure 4.3 - Vue en plan des bâtiments étudiés; a) cadres situés à l'extérieur, b) cadres situés à l'intérieur

Tableau 4.1 - Description des 24 bâtiments étudiés

Bâtiment	Ville	Catégorie du site	Nombre étages	Hauteur d'étages (h _n)	Cadre SRFS et localisation	
Standard						
VaC081N02sSXE	Vancouver	C	2	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
VaC156N04sSXE	Vancouver	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
VaC231N06sSXE	Vancouver	C	6	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
VaC306N08sSXE	Vancouver	C	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
VaC381N10sSXE	Vancouver	C	10	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoC081N02sSXE	Montréal	C	2	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoC156N04sSXE	Montréal	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoC231N06sSXE	Montréal	C	6	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoC306N08sSXE	Montréal	C	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoC381N10sSXE	Montréal	C	10	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
Site de catégorie E						
VaE156N04sSXE	Vancouver	E	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
VaE306N08sSXE	Vancouver	E	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoE156N04sSXE	Montréal	E	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
MoE306N08sSXE	Montréal	E	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
Chevron						
VaC156N04sCVE	Vancouver	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
VaC306N08sCVE	Vancouver	C	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
MoC156N04sCVE	Montréal	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
MoC306N08sCVE	Montréal	C	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
Hauteur d'étage						
VaC156L05sCVE	Vancouver	C	5	L : 3,6m @ 1 ^{er} ; 3,0m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
VaC156T03sCVE	Vancouver	C	3	T : 5,0m @ 1 ^{er} ; 5,6m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
MoC156L05sCVE	Montréal	C	5	L : 3,6m @ 1 ^{er} ; 3,0m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
MoC156T03sCVE	Montréal	C	3	T : 5,0m @ 1 ^{er} ; 5,6m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur
Cadre intérieur						
VaC156N04sSXI	Vancouver	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Intérieur
VaC306N08sSXI	Vancouver	C	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Intérieur
MoC156N04sSXI	Montréal	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Intérieur
MoC306N08sSXI	Montréal	C	8	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Intérieur

Notez que les analyses élastiques et inélastiques temporelles ont été effectuées sur ces 24 bâtiments. Toutefois, pour les analyses inélastiques incrémentales, nous avons choisi d'étudier seulement deux bâtiments situés à Vancouver sur un site de catégorie C. Le choix de ces bâtiments est basé sur les résultats obtenus au chapitre 5 et sur les essais expérimentaux menés

par Castonguay (2009). En fait, nous avons sélectionné les deux bâtiments qui montraient des demandes de déformation près de la limite déterminée au laboratoire. Plus amples détails seront donnés au chapitre 5. Les deux bâtiments sélectionnés sont présentés au Tableau 4.2.

Tableau 4.2 - Description des 2 bâtiments sélectionnés pour les analyses incrémentales

Bâtiment	Ville	Catégorie du site	Nombre étages	Hauteur d'étages (h_n)	Cadre SRFS et localisation	
VaC156N04sSXE	Vancouver	C	4	N : 4,35m @ 1 ^{er} ; 3,75m @ 2 ^e et+	Split-X	Extérieur
VaC156L05sCVE	Vancouver	C	5	L : 3,6m @ 1 ^{er} ; 3,0m @ 2 ^e et+	Chevron	Extérieur

4.1.1 Géométrie des bâtiments et charges gravitaires

Les bâtiments étudiés ont une géométrie très simple et régulière. Ils mesurent 45 m de largeur par 45 m de longueur et les baies sont de 9 m. La hauteur des étages et bâtiments varient telle qu'indiqué à la section précédente. Les planchers et le toit sont en porte-à-faux de 0,25 m par rapport à l'axe central des poutres de rives et ce sur tout le périmètre du bâtiment. La vue en plan du bâtiment et les élévations typiques pour un bâtiment de 4 étages sont illustrées à la Figure 4.4.

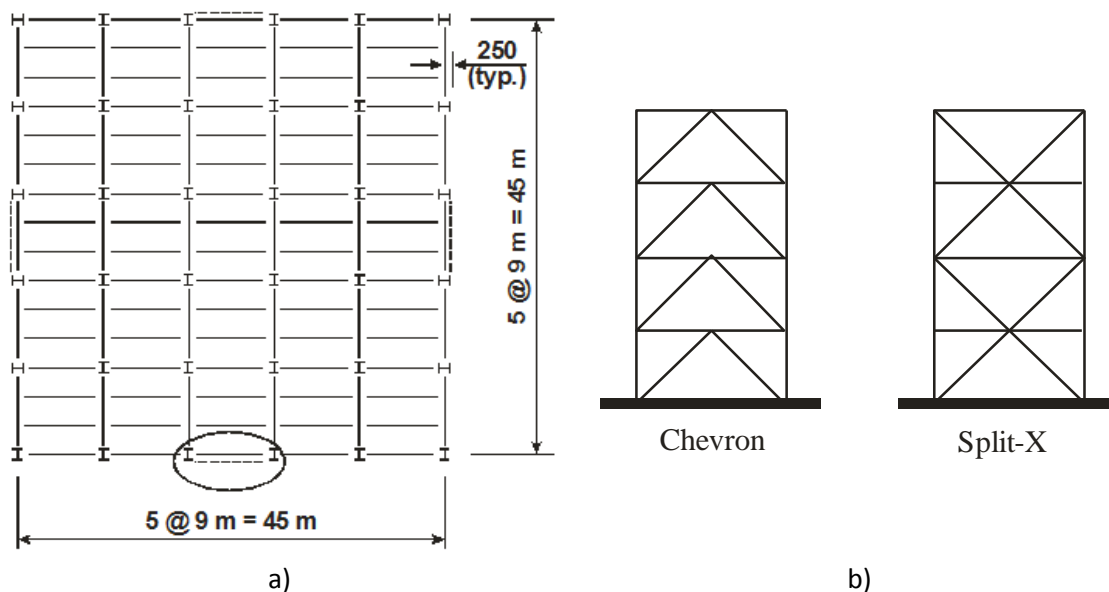


Figure 4.4 - Bâtiment étudié; a) Vue en plan, b) Vue d'élévation

Les charges gravitaires sont données au Tableau 4.3.

Tableau 4.3 - Charges gravitaires

Toit		
Charge morte au toit	3,0	kPa
Charge de neige - Montréal	2,48	kPa
Charge de neige - Vancouver	1,64	kPa
Plancher		
Charge morte au plancher	3,5	kPa
Charge morte des cloisons	1,0	kPa
Charge vive au plancher	3,8	kPa
Mur extérieur		
Charge morte	1,2	kPa

4.1.2 Spectres de design

Les structures ont été dimensionnées selon le CNBC 2005. Les spectres de dimensionnement sont donnés au Tableau 4.4 et à la Figure 4.5.

Tableau 4.4 - Spectres de dimensionnement

T	$S_a(T)$			
	Vancouver		Montréal	
	Site C	Site E	Site C	Site E
0	0,94	0,89112	0,69	0,80868
0,2	0,94	0,89112	0,69	0,80868
0,5	0,64	0,89112	0,34	0,7004
1	0,33	0,6072	0,14	0,2884
2	0,17	0,3128	0,048	0,09888
4	0,085	0,1564	0,024	0,04944

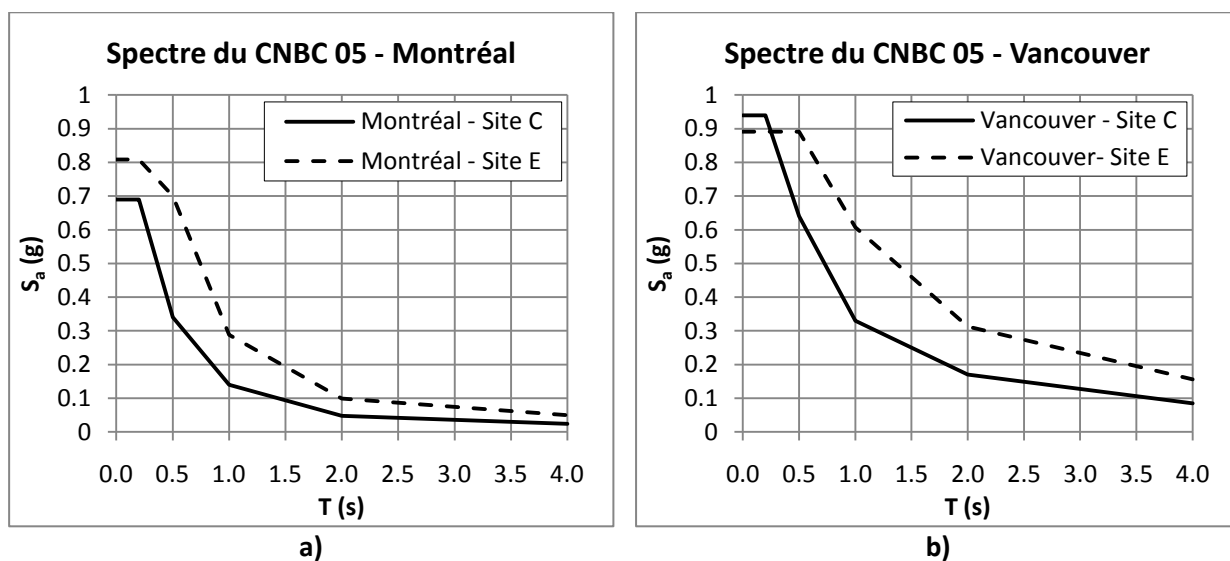


Figure 4.5 - Spectre de dimensionnement du CNBC 2005. a) Montréal ; b) Vancouver

4.1.3 Dimensionnement

4.1.3.1 Dimensionnement du bâtiment

Le dimensionnement des bâtiments a été fait en utilisant le logiciel Advanced Design America, ADA Graitec Group (2008), un logiciel d'analyse et de design structural pour les ingénieurs-concepteurs. Le dimensionnement des bâtiments étudiés et les principales hypothèses de modélisation utilisées sont les mêmes que ceux présentés au chapitre 3 pour le bâtiment de 4 étages. Pour mieux comprendre la procédure, les dispositions des normes et pour voir un exemple de dimensionnement, le lecteur peut se référer aux sections 1.5 et 3.4.1.

Pour les 24 bâtiments étudiés, le Tableau 4.5 présente : la force sismique latérale minimale (V_{MFSE}) déterminée avec la méthode de la force statique équivalente (MFSE); 80% de la force sismique latérale minimale ($0,8V_{MFSE}$); la force latérale équivalente élastique obtenue de l'analyse dynamique linéaire (V_e); la force sismique latérale obtenue de l'analyse spectrale incluant R_d , R_o et I_E ($V_d = V_e \times I_E / R_d R_o$); la force sismique latérale utilisée pour le design ($V_{de} = \text{MAX} [0,8V_{MFSE} ; V_d]$); la force sismique latérale obtenue à la période dynamique de la structure ($V_{Ta,dyn}$); l'effort de torsion maximal obtenu lors de l'analyse spectrale (T); la période correspondant à deux fois la période empirique ($2 \times T_{a,emp}$) et la période fondamentale de la structure obtenu par l'analyse modale (T_1 -ADA).

Tableau 4.5 - Caractéristiques des 24 modèles étudiés

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0,8V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$V_{(Ta,dyn)}$ (kN)	T_z (kN-m)	$2xT_{a,emp}$ (s)	$T_1 - ADA$ s
MoC08.1N02sSXE	3943	3154	5346	2742	3154	2742	14194	0,41	0,52
MoC15.6N04sSXE	4120	3296	5192	2663	3296	2663	14831	0,78	0,97
MoC23.1N06sSXE	3546	2837	4582	2350	2837	2350	12766	1,16	1,65
MoC30.6N08sSXE	3817	3053	4131	2119	3053	2119	13741	1,53	2,38
MoC38.1N10sSXE	3612	2890	4237	2173	2890	2652	13004	1,91	3,20
MoE15.6N04sSXE	9313	7451	15093	7740	7740	7740	34829	0,78	0,72
MoE30.6N08sSXE	7863	6290	10799	5538	6290	5538	28306	1,53	1,98
MoC15.6T03sCVE	3136	2509	3561	1826	2509	1826	11288	0,78	1,01
MoC15.6L05sCVE	5097	4078	4797	2460	4078	2460	18350	0,78	1,23
MoC15.6N04sCVE	4120	3296	4310	2210	3296	2210	14831	0,78	1,1
MoC30.6N08sCVE	3817	3053	3365	1725	3053	2115	13741	1,53	2,47
VaC08.1N02sSXE	5341	4273	11142	5714	5714	5714	25713	0,41	0,43
VaC15.6N04sSXE	8912	7130	14513	7442	7442	7442	33491	0,78	0,73
VaC23.1N06sSXE	8292	6633	13703	7027	7027	7027	31621	1,16	1,21
VaC30.6N08sSXE	8948	7158	14229	7297	7297	7297	32836	1,53	1,71
VaC38.1N10sSXE	8485	6788	14316	7342	7342	7342	33038	1,91	2,31
VaE15.6N04sSXE	10602	8481	23214	11905	11905	11905	53571	0,78	0,61
VaE30.6N08sSXE	19788	15830	29988	15379	15830	15830	71235	1,53	1,22
VaC15.6T03sCVE	6354	5083	10985	5634	5634	5634	25351	0,78	0,77
VaC15.6L05sCVE	10323	8258	13702	7027	8258	7027	37162	0,78	0,93
VaC15.6N04sCVE	8323	6658	12328	6322	6658	6322	29963	0,78	0,87
VaC30.6N08sCVE	8948	7158	12450	6384	7158	6384	32212	1,53	1,82
VaC15.6N04sSXI	9249	7399	15269	7830	7830	7830	35235	0,78	0,70
VaC30.6N08sSXI	9124	7299	16033	8222	8222	8222	36999	1,53	1,27

4.1.3.2 Dimensionnement du gousset

Afin de modéliser adéquatement les connexions des contreventements de notre modèle, il a été nécessaire de dimensionner les goussets des connexions. De plus, les dimensions des goussets serviront également à définir le comportement en flexion et en torsion de la connexion. Les hypothèses et équations utilisées pour le dimensionnement des goussets sont données aux étapes ci-après.

Efforts de dimensionnement

Les efforts de dimensionnement T_f et C_f utilisés pour le design des connexions ont été obtenus de l'analyse spectrale effectuée dans ADA. Pour les analyses élastiques, les goussets ont été dimensionnés avec T_f et C_f calculés avec les efforts axiaux de gravité et avec les efforts sismiques calculés avec $R_d R_o = 1.0 \times 1.3$ tandis que pour les analyses inélastiques, où les

connexions sont ductiles, nous avons utilisé les efforts de gravité et les efforts sismiques déterminés avec $R_d R_o = 1.5 \times 1.3$. Le Tableau 4.6 résume les efforts de dimensionnement utilisés.

Tableau 4.6 - Efforts de design des goussets

Type d'analyse	Force de design des goussets
Élastique	Gravité + $R_d \times$ Sismique
Inélastique	Gravité + Sismique

Calcul du nombre de boulons

Pour le dimensionnement du gousset, il fallait, premièrement, déterminer le nombre de boulons de la connexion et sa dimension. Le Tableau 4.7 et la Figure 4.6 montrent les hypothèses considérées pour ce calcul. Le nombre de boulons a été déterminé en isolant n_b de l'équation Eq. 4-1, où le ϕ_b du boulon est 0,8, le nombre de plan de cisaillement (m) est de 2 dans notre cas, A_b représente l'aire du boulon calculé avec les propriétés données au Tableau 4.7 et f_{ub} du boulon correspond à 1035 MPa. Finalement, V_f correspond à l'effort de dimensionnement, soit le maximum entre T_f et C_f .

Tableau 4.7 - Géométrie de la connexion

Paramètre	Valeur	
Diamètre du boulon	19,05	mm
Espacement entre les boulons	5	d_b
Distance entre les boulons et la fin de la plaque	4	d_b
f_u du boulon	1,035	kN/mm ²
Longueur de la cornière	100	mm
Distance entre les cornières et la fin de la plaque	4	d_b

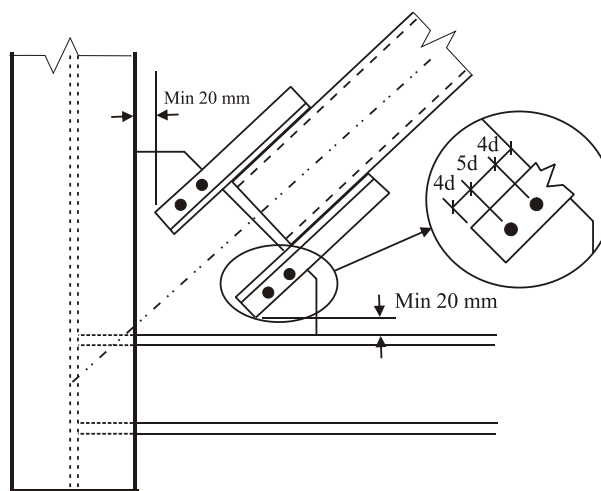


Figure 4.6 - Schéma de la connexion du gousset et de la diagonale

$$V_f = \phi_b (m A_b) (0,6 F_{ub}) \times n_b$$

Eq. 4-1

Calcul de la longueur de Withmore (b_w)

Pour déterminer les dimensions du gousset, nous avons utilisé la longueur de Withmore qui est définie dans Whitmore (1952). Pour calculer la longueur de Withmore, il faut tout d'abord déterminer la longueur de la connexion, soit la longueur entre le centre du premier et du dernier boulon. À partir de cette longueur, on forme un triangle rectangle avec un angle de 30° vers l'extérieur. Ensuite, la longueur de Withmore (b_w) est calculée en additionnant : de chaque côté la longueur opposée à l'angle de 30° , soit deux fois la longueur de la connexion multipliée par la tangente de 30° ; la longueur de deux demi-cornières, une de chaque côté, et le diamètre du HSS (Figure 4.7). Notons que la longueur de la cornière a été supposée égale à 102 mm pour notre cas.

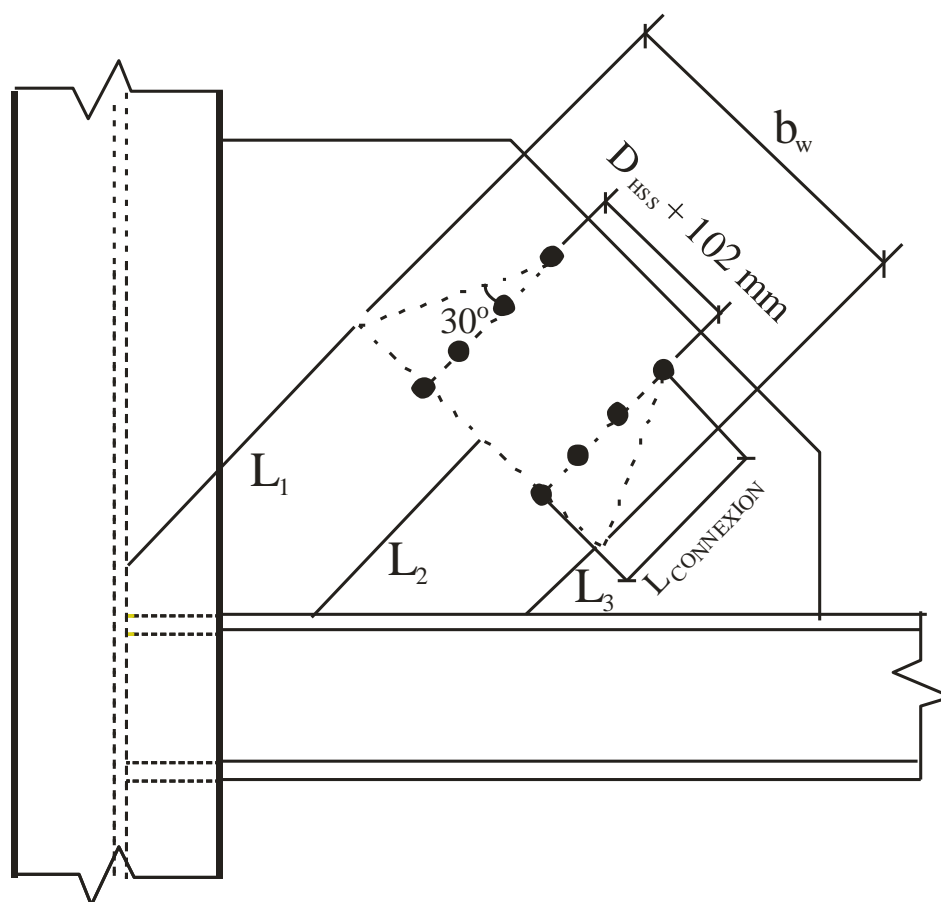


Figure 4.7 - Longueur de Withmore et longueur non supportée du gousset

Calcul de la longueur non supportée

La longueur non supportée du gousset a été prise égale à la moyenne des trois longueurs non supportées, L_1 , L_2 et L_3 , (Figure 4.7), basé sur les recommandations faites dans Cochran et al. (2004). Cette valeur a été multipliée par le facteur K . Le choix de ce facteur n'est pas unanime dans la littérature. Par exemple, dans Lin et al. (2005) un facteur de 2,0 est suggéré tandis que dans Thornton (1984) le facteur K suggéré est de 0,65. Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser un facteur milieu de 1,2. Le calcul de L_1 , L_2 et L_3 s'est fait en supposant un dégagement minimal de 20 mm entre les extrémités des cornières et la semelle de la poutre ou l'âme de la colonne (Figure 4.6).

Résistance du gousset

Avec les équations Eq. 4-2 à Eq. 4-4, la plaque de gousset a été dimensionnée de tel sorte que $C_r > C_f$ et $T_r > T_f$. Notons que les plaques de goussets sélectionnées avaient des épaisseurs standards, par exemple : 6,35 mm ; 12,7 mm ; 15,875 mm ; 19,05 mm ; ...

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \text{ où } A = t_g b_w \quad \text{Eq. 4-2}$$

$$\lambda = \frac{KL}{t_g} \sqrt{\frac{12F_y}{\pi^2 E}} \quad \text{Eq. 4-3}$$

$$T_r = \phi F_y b_w t_w \quad \text{Eq. 4-4}$$

4.2 Modélisation OpenSees

4.2.1 Généralités

La modélisation des structures et les analyses dynamiques de ce mémoire ont été effectuées avec le logiciel « open-source » OpenSees (<http://opensees.berkeley.edu/index.php>, Mazzoni et al. (2009)). Ce logiciel basé sur les éléments finis permet d'évaluer le comportement de systèmes structuraux et d'éléments de géotechnique dans les domaines linéaire et non-linéaire. OpenSees permet d'effectuer des analyses statiques de type *pushover*, des analyses statiques cycliques et des analyses dynamiques temporelles. Plusieurs logiciels d'éléments finis plus facile d'utilisation, comme SAP2000 (Computer & Structures Inc (2008)), sont disponibles sur le marché, toutefois nous nous sommes tournés vers le logiciel OpenSees car c'est celui qui

permettait de modéliser le plus fidèlement le comportement des connexions ductiles étudiés dans ce mémoire.

Pour des fins de simplification, les modèles créés dans OpenSees ne représentent que la moitié de la structure. Seulement un cadre a été modélisé, soit celui dans la direction Z, ainsi que les colonnes de gravité de la moitié du bâtiment (Figure 4.8). Pour simplifier davantage le modèle, nous avons également décidé de regrouper les colonnes de gravité qui avaient les mêmes propriétés en une seule colonne équivalente.

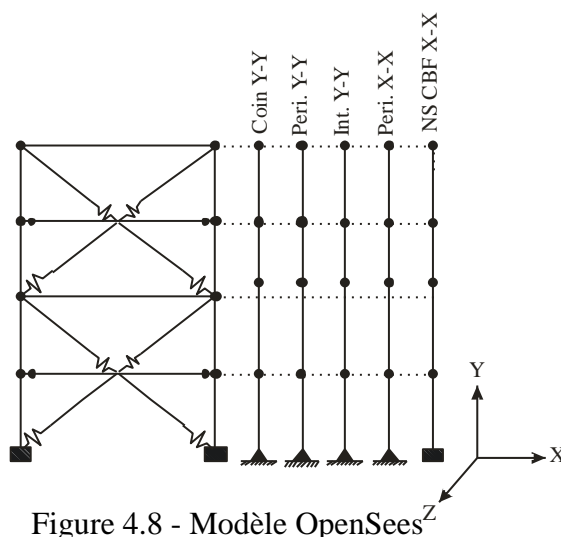


Figure 4.8 - Modèle OpenSees

Pour être consistant, les effets de torsion qui ont été considérés lors du dimensionnement ont été pris en compte dans l'analyse avec OpenSees. Pour ce faire, à l'aide du logiciel ADA, nous avons effectué une analyse spectrale 3D en incluant et une en excluant la torsion (torsion = torsion du système + torsion accidentelle). Pour ces deux analyses, nous avons pris, en considérant l'enveloppe sismique, les deux forces dans les diagonales du premier étage et nous avons calculé le rapport entre ces forces ($\text{Force avec torsion} / \text{Force sans torsion} = F_{\text{torsion}}$). Dans OpenSees, le facteur obtenu a été appliqué aux séismes. Étant donné la symétrie du bâtiment, le facteur obtenu est, pour tous les cas, égal à 1,1.

4.2.2 Définition des nœuds

La première étape a été de définir les nœuds de notre système. Tout d'abord, les nœuds correspondant aux extrémités des membrures ont été définis. Ensuite, les nœuds intermédiaires des membrures qui ont été discrétisées en sous-éléments ont été créés (colonnes et contreventements). Le flambement dans le plan des colonnes et le flambement hors plan des

diagonales ont été modélisées. Par conséquent, la ligne des nœuds intermédiaires a été modélisée avec un défaut de rectitude de $1000 / L$ pour permettre aux diagonales et aux colonnes de flamber. Finalement, les doubles nœuds utilisés pour créer les connexions ont été définis. Les numérotations de nœuds sont données au Tableau 4.8 et à la Figure 4.9.

Tableau 4.8 - Numérotation des nœuds, exemple 4 étages

Éléments	CBF		Colonnes de gravité				
	Gauche CBF Y-Y	Droite CBF Y-Y	Coin Y-Y	Périmètre Y-Y	Intérieur Y-Y	Périmètre X-X	CBF X-X
Base des colonnes	1	5	6	7	8	9	10
Connexion poutre-colonne	101	105	106	107	108	109	110
	201	205	206	207	208	209	210
	301	305	306	307	308	309	310
	401	405	406	407	408	409	410
Éléments formant les colonnes	61@67	85@91	-	-	-	-	-
	161@167	185@191	-	-	-	-	-
	261@267	285@291	-	-	-	-	-
	361@367	385@391	-	-	-	-	-
Épissures	-	-	216	217	218	219	220
Éléments formant les contreventements	21001 @ 21009	21101 @ 21109	-	-	-	-	-
	22001 @ 22009	22101 @ 22109	-	-	-	-	-
	23001 @ 23009	23101 @ 23109	-	-	-	-	-
	24001 @ 24009	24101 @ 24109	-	-	-	-	-
Poutres	102 -103	103 – 104	-	-	-	-	-
	201-203	203-205	-	-	-	-	-
	302 -303	303 – 304	-	-	-	-	-
	401-403	403-405	-	-	-	-	-

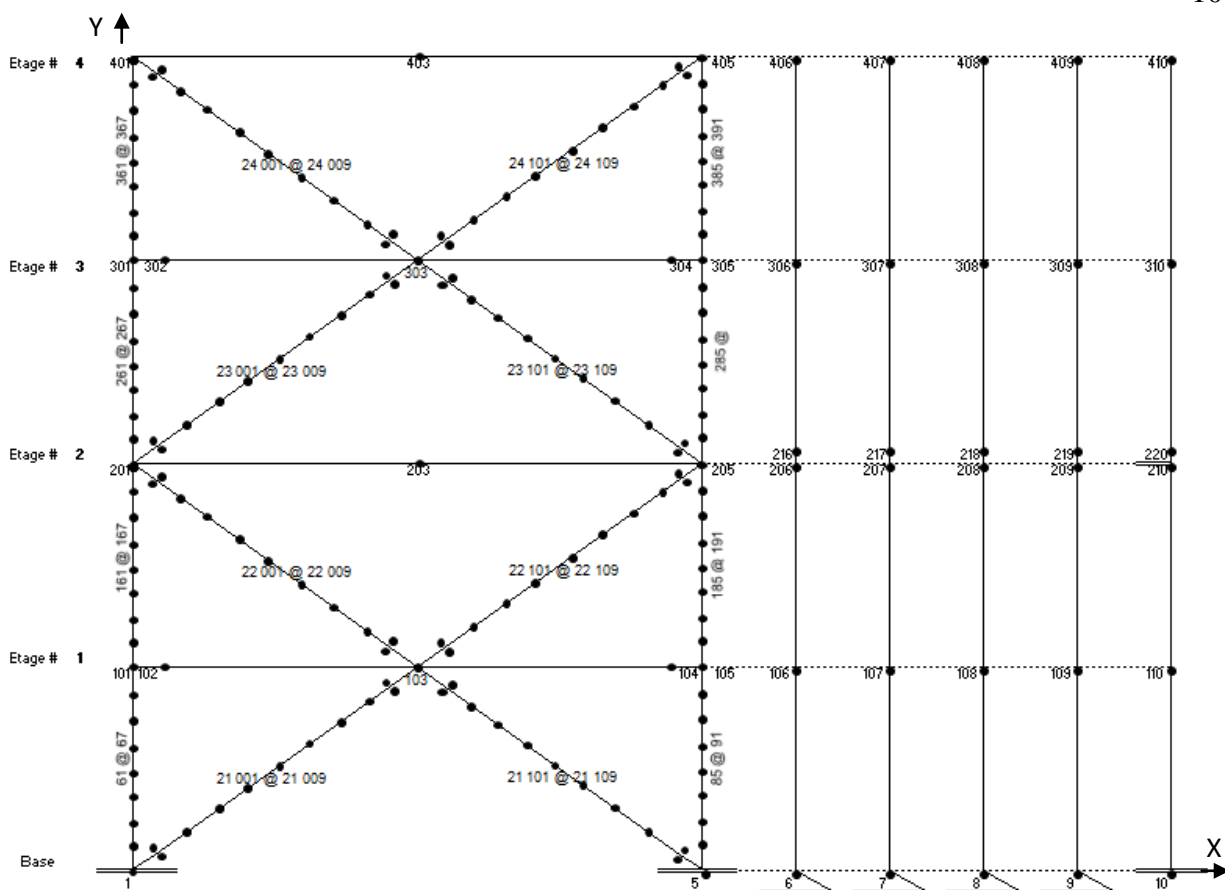


Figure 4.9 - Numérotation de nœuds, exemple 4 étages

4.2.3 Définition des conditions aux frontières

Par la suite, les conditions aux frontières ont été définies. Les nœuds à la base des colonnes des cadres de contreventements ont été totalement fixés tandis que les nœuds à la base des autres colonnes étaient libres de tourner autour de l'axe Z (Z étant l'axe hors du plan du cadre, Figure 4.9). Tous les autres nœuds composant les colonnes étaient fixés dans la direction Z, et en rotation autour de l'axe X (RX) et autour de l'axe Y (RY), à l'exception des nœuds des colonnes orientées selon X-X (colonnes de périmètre et colonnes du cadre de contreventements qui n'étaient pas à l'étude). Ces dernières n'étaient contraintes que dans la direction RY étant donné qu'elles sont orientées selon leur axe faible dans la direction étudiée. Finalement les nœuds composant les éléments des contreventements et des colonnes du cadre ont été libérés afin de permettre à ces éléments de flamber, hors-plan pour les contreventements et en plan pour les colonnes.

Ensuite, pour modéliser les diaphragmes rigides à chaque étage, la commande *equalDOF* a été utilisée afin d'imposer aux nœuds d'un même étage d'avoir les mêmes déplacements

horizontaux. De plus, les doubles nœuds utilisés pour modéliser les connexions entre les poutres et les poteaux ainsi que ceux utilisés pour modéliser les épissures ont été contraints de bouger conjointement dans les directions X et Y. Finalement, les deux premiers et deux derniers nœuds des diagonales ont été forcés à tourner autour de l'axe Z de la même grandeur.

4.2.4 Diagonales

Tout d'abord, présentons un schéma de la modélisation de la diagonale et des nœuds qui composent les connexions (Figure 4.10).

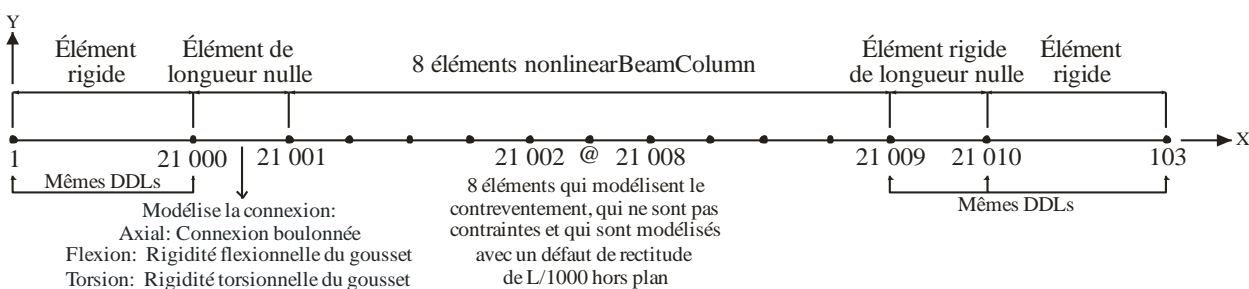


Figure 4.10 - Schéma des nœuds composant la diagonale gauche du premier étage

Sur la Figure 4.10, le nœud numéro 1 représente le point d'intersection entre l'axe central de la colonne du premier étage et l'axe central du contreventement. Le nœud 21000 est situé sur l'axe central longitudinal de la diagonale, au point où est situé le centre des premiers boulons de la connexion. Le point 1 est relié au point 21000 par un élément rigide et par conséquent les degrés de liberté X, Y, Z, RX, RY et RZ sont les mêmes pour ces nœuds.

Par la suite, les nœuds 21000 et 21001 sont reliés entre eux par un élément de longueur nulle auquel nous avons attribué le comportement représentant la connexion. Les détails des lois de comportement axial, en flexion et en torsion de la connexion sont donnés aux sections 4.1.3.2, 4.2.4.1.2 et 4.2.4.1. Notons que le nœud 21001 peut flamber hors plan.

Finalement, les nœuds 21009 et 21010 ont été contraints de se déplacer conjointement pour les degrés de liberté X, Y, et RZ. Le nœud 21009 peut flamber hors plan. Les nœuds 21010 et 103 ont été liés par un élément rigides et, par conséquent, tous les degrés de liberté (X, Y, Z, RX, RY et RZ) sont les mêmes pour ces nœuds.

Le nombre d'éléments, de fibres et de points d'intégration utilisés est basé sur l'étude faite dans Agüero et al. (2006). Cette étude paramétrique a permis d'évaluer la précision requise lors de la modélisation de contreventements. Brièvement, cette étude a permis de conclure que :

- pour un nombre d'éléments et de fibres donné, un élément en force contrôlée permet d'obtenir des résultats plus précis qu'un élément en déplacement contrôlé ;
- le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto permet de représenter de façon réaliste la réponse hystérétique de la diagonale ;
- la précision obtenue dans les résultats était suffisante en discrétisant la membrure en 8 éléments et la section en 16 fibres ;
- le nombre de points d'intégration de Gauss n'avait pas une grande influence sur la précision de la réponse et que trois points d'intégrations étaient suffisants.

Par conséquent, nous avons choisi de modéliser les contreventements en 8 éléments *nonlinearBeamColumn* ayant les propriétés de la diagonale HSS déterminée lors de la phase de design (dimensions, résistance,...). La nuance d'acier utilisée est ASTM-A500-C50. Ces 8 éléments sont composés de sections de 16 fibres auxquelles le matériel *Steel02*, soit le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto, a été assigné (Figure 4.11). Au total, quatre points d'intégration de Gauss ont été utilisés.

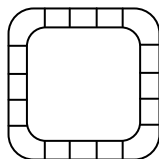


Figure 4.11 – Section de 16 fibres des contreventements

Longueur nette de la diagonale

Finalement, nous avons déterminé la position des nœuds 21000 et 21010. Ces nœuds correspondent à la distance entre les points 1 et 103 et le centre des premiers boulons de la connexion en suivant l'axe longitudinal du contreventement (Figure 4.12). Ces distances sont déterminées d'après le dimensionnement du gousset fait à la section 4.1.3.2. Par la suite, la longueur nette de la diagonale a donc pu être calculée. Notons que la subdivision de la diagonale en 8 éléments de même longueur a été faite en considérant cette longueur nette.

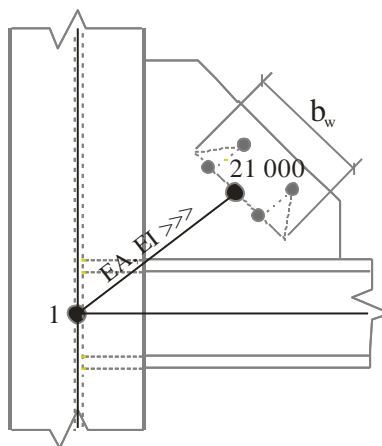


Figure 4.12 - Position du point 21 000

4.2.4.1 Modélisation de la connexion

La modélisation de la connexion se fait avec l'élément de longueur nul présenté à la Figure 4.10. Un comportement axial, en flexion et en torsion caractérisant la connexion a été attribué à cet élément. Cette section décrit les lois et les équations utilisées pour décrire ces comportements.

4.2.4.1.1 Comportement axiale

Pour modéliser le comportement axial de la connexion, 3 différents éléments ont été utilisés pour les 3 types d'analyses effectuées. Dans les sous-sections qui suivront, la description de chacun des éléments caractérisant le comportement axial de la connexion sera faite.

Connexion pour les analyses temporelles élastiques

Premièrement, rappelons que les analyses temporelles élastiques permettent d'évaluer la demande de force sur les connexions lorsque ces dernières sont non-ductiles et dimensionnées avec des efforts amplifiés par R_d de 1,5 (27.10 (b), CSA-S16). Pour évaluer la demande de force maximale sur les connexions, il faut s'assurer que celles-ci demeurent dans le domaine linéaire élastique. Par conséquent, la limite f_y utilisée dans ce modèle a été prise égale à 1000 fois la véritable valeur de f_y de l'acier utilisé. Ainsi, le comportement axial obtenu est une loi élastique avec une pente équivalente au module d'Young (E) de l'acier et avec une limite élastique f_y très grande, soit qui ne sera jamais atteinte lors les analyses.

Connexion pour les analyses temporelles inélastiques

Deuxièmement, rappelons que les analyses temporelles inélastiques permettent d'évaluer la demande de déformation sur les connexions lorsque ces dernières sont ductiles (27.10 (a), CSA-S16). Par conséquent, lors de ces analyses, les connexions ont été modélisées avec des éléments ductiles élasto-plastiques. Le comportement de ces éléments est basé sur les essais réalisés par Castonguay (2009) et sera décrit plus en détails par la suite.

La première phase de l'étude de laboratoire faite par Castonguay (2009) avait pour but de déterminer, pour différents types d'assemblage, le mode de rupture le plus ductile. Il a été montré que la connexion boulonnée où le mode de rupture est l'ovalisation excessive des trous due à la pression diamétrale autour des boulons (B_r) était celle qui permettait la plus grande ductilité (Pression diamétrale, Figure 4.13 tirée de Castonguay 2009). Par ailleurs, cette phase expérimentale a permis d'étudier le comportement monotonique de la connexion.

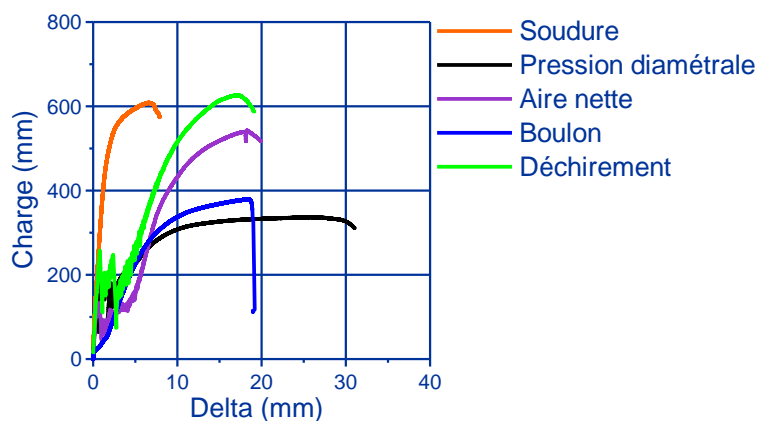


Figure 4.13 - Potentiel de ductilité des différents modes de rupture, tiré de Castonguay (2009)

Pour les analyses inélastiques avec OpenSees, le but est de représenter le plus fidèlement possible le comportement axial de la connexion boulonnée ayant comme mode de rupture l'ovalisation excessive des boulons. Pour ce faire, nous avons eu recours à un élément de longueur nulle auquel a été assigné le matériau *Hysteretic* suivant la loi de comportement décrit à la Figure 4.14. Cette loi de comportement est définie par 3 points caractéristiques (Figure 4.14). Pour notre connexion, la définition de ces trois points est basée sur la comparaison avec les essais des spécimens D03X, qui brisent par ovalisation excessive des trous. Les détails des spécimens sont développés dans Castonguay (2009). Les courbes de *Hysteretic* et du spécimen superposées qui ont été utilisées pour la calibration d'*Hysteretic* sont montrées à la Figure 4.15.

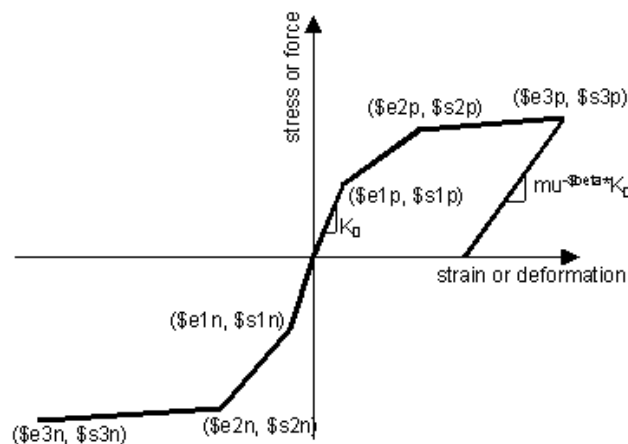


Figure 4.14 - Matériel *Hysteretic* d'OpenSees

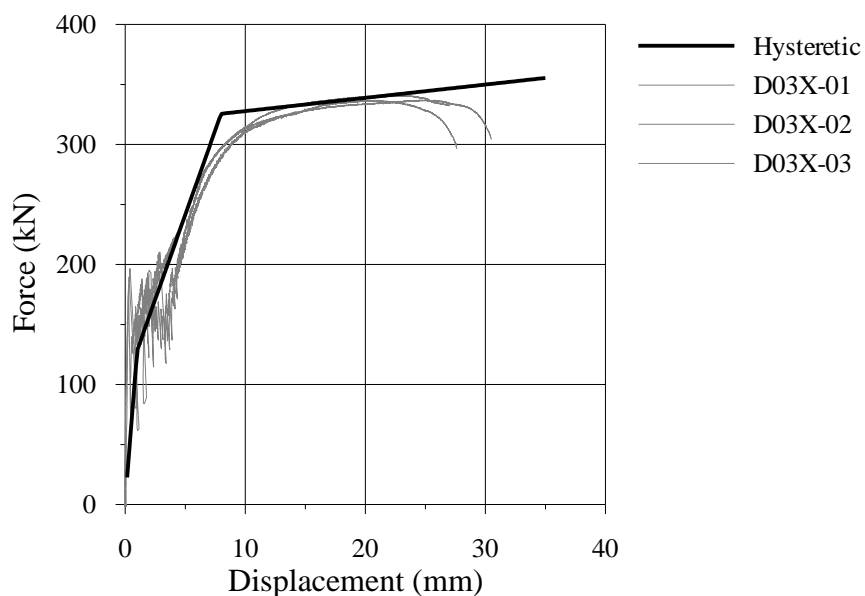


Figure 4.15 - Courbe force-déplacement du spécimen D03X et du matériel *Hysteretic*, tiré Castonguay (2009)

Premièrement, le point e_1 est défini par l'effort correspondant à la résistance au glissement V_s des boulons (Eq. 4-5). La déformation considérée à ce point a été prise égale à 0,1 dans tous les cas, car cette valeur permet d'obtenir une grande rigidité initiale et était suffisamment grande pour permettre au modèle de converger sans difficulté. Deuxièmement, la définition du point e_2 est basée sur le fait qu'à 20 mm, l'essai sur lequel le matériel est calibré a atteint sa force maximale, soit celle correspondant à $R_o C_f$. De plus, une pente équivalente à 10% de la charge de plastification amplifiée par la sur-résistance, R_o , de 1,3, sur 30 mm a été jugée acceptable pour

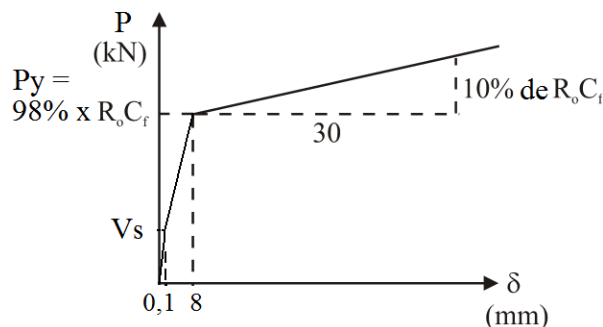
caractériser la zone plastique de la connexion. Par conséquent, pour respecter la force maximale atteinte à 20 mm et la pente choisie, le deuxième point e_2 a comme ordonnée l'effort correspondant à 98% de la force R_oC_f et comme abscisse un déplacement de 8 mm. Troisièmement, le point e_3 a été déterminé en prolongeant le point e_2 en considérant une pente équivalente à 10% de R_oC_f sur 30 mm. Pour évaluer la demande de déformation maximale sur les connexions, il faut s'assurer que celles-ci demeurent dans le domaine plastique. Par conséquent, la zone plastique de l'élément a été prolongée jusqu'à des déformations très grandes, soit de 1000 mm. Les points caractérisant le matériel *Hysteretic* sont donnés au Tableau 4.9 et résumés à la Figure 4.16.

$$V_s = 0.5 \times 0.525 m c_1 k_s A_b F_{ub} \quad (0,5 \text{ pour les boulons à serrage non contrôlé}) \quad \text{Eq. 4-5}$$

Où, le nombre de plans de cisaillement (m) est de 2 dans notre cas. Le coefficient c_1 représente la probabilité de glissement et k_s le coefficient de frottement suivant le traitement qu'ont subi les surfaces de contact. Dans notre cas, ils ont respectivement été pris égaux à 1,0 et 0,33. L'aire du boulon (A_b) a été calculée. Notons que le boulon a un diamètre de 19 mm. Finalement le f_{ub} du boulon est de 1035 MPa. Finalement, pour pallier la variabilité du serrage des boulons, nous avons choisi d'utiliser un facteur de 0,5 devant l'équation de V_s étant donné que des boulons à serrage non contrôlé ont été utilisés. Ces facteurs nous permettent de supposer une probabilité de glissement des boulons de 50%.

Tableau 4.9 - Modèle inélastique : Loi de comportement de la connexion

Points	Abscisse : déplacement	Ordonnée : Force
e1	0,1 mm	L'effort correspondant à la résistance au glissement V_s des boulons (Eq. 4-5)
e2	8 mm	L'effort correspondant à 98% de la force R_oC_f
e3	1000 mm	La force correspondant à un déplacement de 1000 mm en considérant une pente de 10% de R_oC_f sur 30 mm

Figure 4.16 – Paramètre du matériel *Hysteretic*

Par la suite, les paramètres décrivant le comportement cyclique du matériel *Hysteretic* ont été définis. Avant de les présenter, décrivons comment une connexion ayant une rupture par ovalisation excessive des trous se comporte lors d'un chargement cyclique. Dans un premier temps, lorsqu'on charge la connexion, les boulons butent contre les parois des trous et exercent ainsi une pression diamétrale contre les pièces assemblées. Ainsi, les boulons se forgent un chemin dans les plaques d'acier de l'assemblage et déforment les trous qui s'ovalisent. Dans un deuxième temps, lorsque la connexion est déchargée, les boulons se déplacent dans les trous ovalisés qu'ils ont forgés lors du chargement. Pendant ce temps où les boulons se déplacent d'une extrémité à l'autre des trous ovalisés, la connexion ne montre plus de résistance sauf celle due au frottement des parois.

En se basant sur ce comportement cyclique, les paramètres d'endommagement du matériel ont été choisis. Ils sont présentés et expliqués au Tableau 4.10. Notons qu'aucune dégradation ou rupture n'a été considérée ici étant donné que l'objectif était de déterminer la demande de déformation ductile maximale. De plus, pour ces analyses, la résistance au glissement des boulons a été négligée car celle-ci n'influence pas les demandes de déformation. Finalement, à titre d'illustration, la loi de comportement d'un élément ductile d'un des bâtiments étudiés est présentée à la Figure 4.17.

Tableau 4.10 - Paramètres d'endommagement d'Hysteretic

Paramètre	Explication	Valeur
PinchingX	Facteur régissant la déformation pendant le rechargement, ici pris égale à 0,99 afin que le rechargement ne se fasse que lorsque le boulon atteindra l'extrémité du trou ovalisé.	0,99
PinchingY	Facteur régissant la force pendant le rechargement, ici pris égale à 0,01 afin que lors du rechargement la force retourne à la valeur qu'elle avait lorsque le boulon était en contact avec l'extrémité du trou ovalisé.	0,01
Damage1	Endommagement dû à la ductilité	0
Damage2	Endommagement dû au niveau d'énergie	0

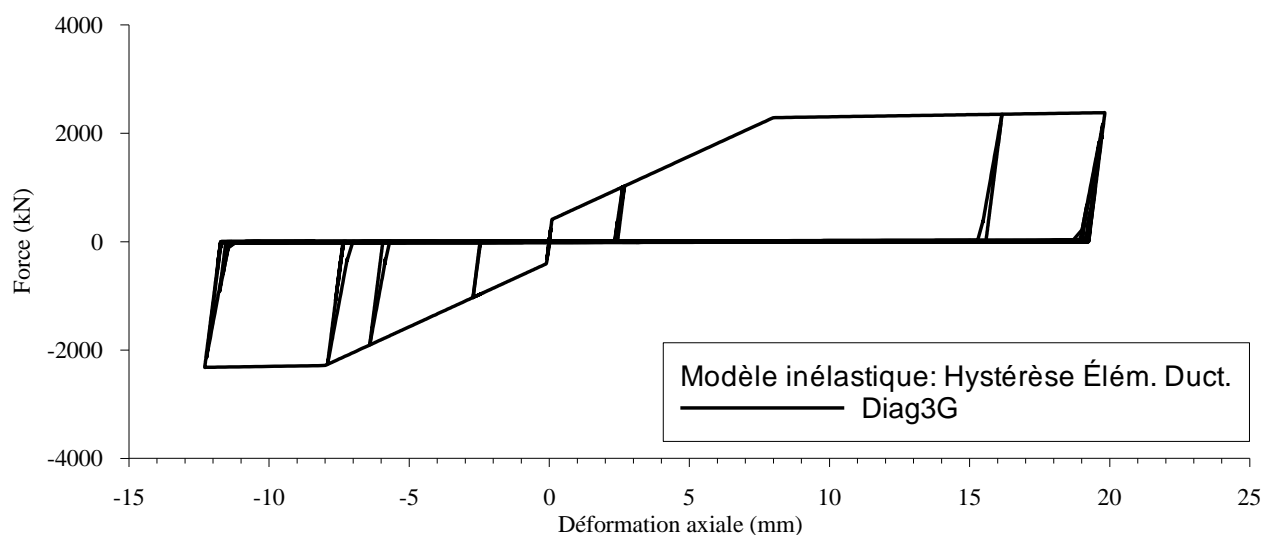


Figure 4.17 - Comportement axiale de la connexion : Analyses inélastiques

Connexion pour les analyses incrémentales

Rappelons que les analyses temporelles inélastiques incrémentales servent à évaluer le niveau de confiance du système. Le but principal de ces analyses est de déterminer le risque d'effondrement des structures lorsque les connexions ont un comportement ductile et un point de rupture réaliste, équivalent à celui déterminé expérimentalement. Pour modéliser la rupture, nous avons utilisé un nouveau matériel, *Pinching4* (Figure 4.18). Ce dernier a essentiellement les mêmes caractéristiques que le matériel *Hysteretic* à l'exception du fait qu'il possède un quatrième point permettant de modéliser la rupture et la perte de résistance de la connexion.

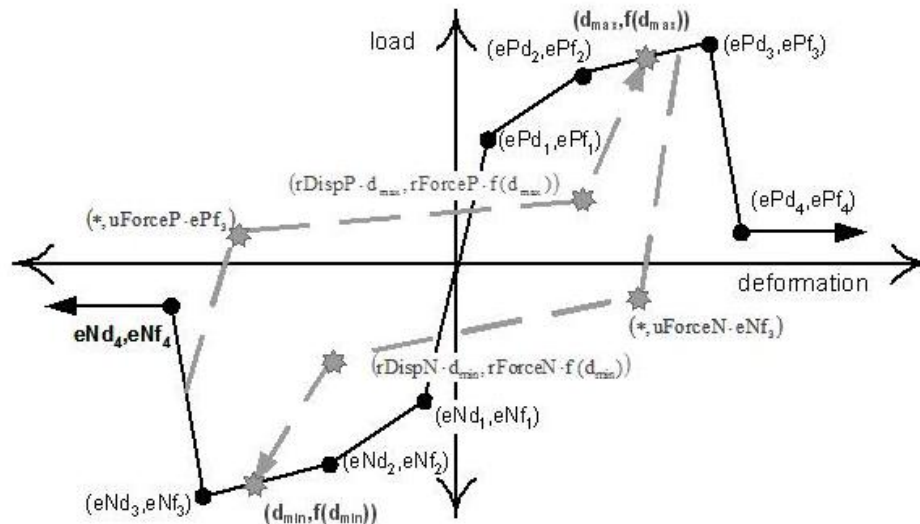


Figure 4.18 - Matériel *Pinching4* d'OpenSees

Une deuxième phase d'essais sur les connexions boulonnées, ayant comme mode de rupture l'ovalisation excessive des trous, a été réalisée et est détaillée dans Castonguay (2009). Plus précisément, les essais consistaient à tester de façon monotonique et cyclique ce type de connexions en utilisant différentes géométries et spécifications. Avec ces essais, nous avons pu améliorer le comportement des éléments ductiles utilisés lors des analyses inélastiques, en plus de déterminer un point de rupture et un taux de perte de résistance après ce point.

La première étape a été de déterminer la déformation à laquelle la rupture de la connexion s'est produite. Le Tableau 4.11 présente les déformations obtenues δ_u et δ_{rupt} . La valeur δ_u représente la déformation atteinte lorsque la force sur le spécimen est maximale. La valeur δ_{rupt} quant à elle a été définie comme étant la déformation à laquelle la force ré-atteindra 80% de la force maximale obtenue (Figure 4.19). D'après les valeurs données au Tableau 4.11 et les conclusions faites dans Castonguay (2009), une déformation de rupture δ_{rupt} de 25 mm est jugée réaliste et conservatrice. Toutefois, il ne faut pas oublier que cette valeur a été déterminée pour une connexion à l'une des extrémités de la diagonale. Dans ces essais, Castonguay a démontré que la déformation obtenue à l'une des extrémités de la diagonale peut être augmentée par 25% si l'on considère que cette même connexion sera également présente à l'autre extrémité de la diagonale. Par conséquent, la valeur de 25 mm a été multipliée par 1,25. La déformation de rupture δ_{rupt} est donc de 31 mm.

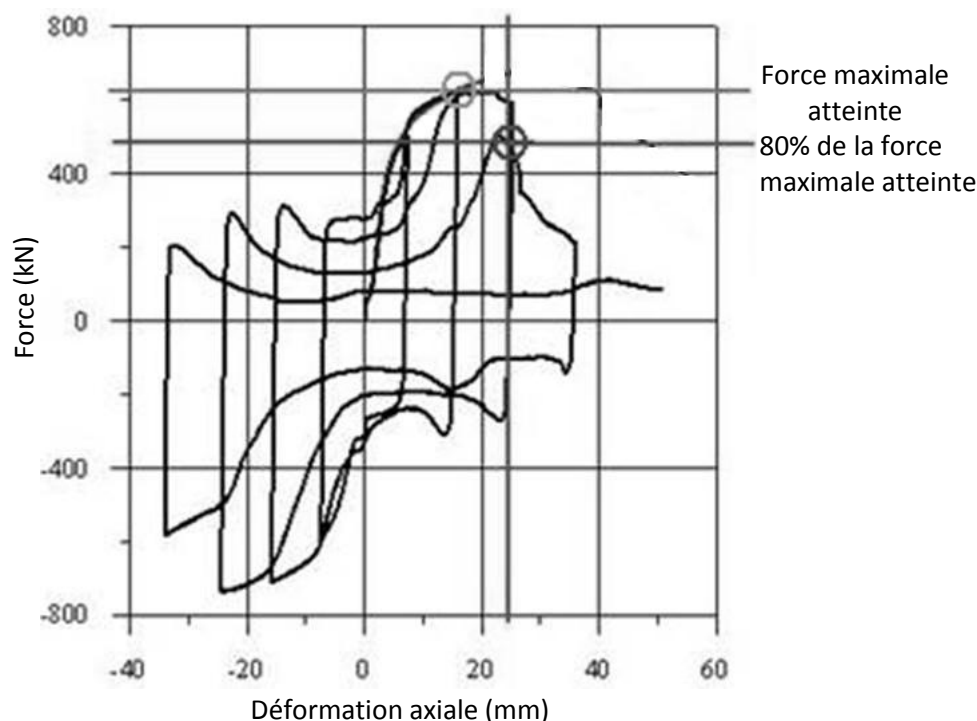


Figure 4.19 - Force maximale obtenue et 80% de la force maximale, tiré de Castonguay (2009)

Tableau 4.11 - Déformations des spécimens testés

Spécimen	δ_u (mm)	δ_{rupt} (mm)
BRD4D5D-2	15.9	25.0
BRD4D5D-3	19.8	25.0
BRD4D5D-4	15.8	26.0
BRD4D5D-5	20.3	27.5
BRD5D6D-2	24.2	34.0
BRD5D6D-3	24.0	34.0

La deuxième étape a été d'évaluer le taux avec lequel la force dans la connexion diminuait en fonction de la déformation. Après avoir comparé les différentes courbes Force-Déformation des spécimens, une pente de -32 kN/mm a été jugée réaliste et conservatrice. Cette pente sera initiée à la valeur δ_{rupt} de 31 mm et sera effective jusqu'à ce que la force soit égale à 10% de $R_o C_f$. Cette force de 10% de $R_o C_f$ sera maintenue constante par la suite afin de toujours avoir une petite force résiduelle dans la connexion. Cette dernière permettra aux modèles numériques d'être plus stables.

La troisième étape a été de réviser l'allure générale de la courbe de *Pinching4* avec les résultats des essais cycliques. Pour se faire, les courbes des essais et celles de *Pinching4* ont été superposées. Le premier point e_1 était bien approximé avec les résultats monotoniques des

premiers essais et nous avons jugé raisonnable de conserver la valeur de 0,1 mm en abscisse et la force de résistance au glissement V_s comme ordonnée. Par contre, pour le point e_2 , les résultats de laboratoire montrent que la force obtenue à 8 mm correspond davantage à 95% qu'à 98% de R_oC_f tel qu'était le cas lors des analyses inélastiques. Par conséquent, nous avons choisi de placer l'abscisse du deuxième point à 10 mm (8 mm x 1,25 pour tenir compte du fait qu'on a une connexion à chaque extrémité de la diagonale) et l'ordonnée à 95% de R_oC_f . Le troisième point, e_3 , modélise la rupture de la connexion et par conséquent, l'abscisse correspond à la déformation ultime δ_{rupt} de 31 mm et l'ordonnée correspond à 100% de R_oC_f . Finalement le quatrième point correspond à la résistance résiduelle de la connexion. Donc, tel que mentionné précédemment, l'abscisse sera la déformation correspondant à une force de 10% de R_oC_f en considérant une pente de -32 kN/mm à partir du point e_3 tandis que l'ordonnée sera la force résiduelle égale à 10% de R_oC_f . Un résumé des quatre points définissant la loi de *Pinching4* est donnée au Tableau 4.12.

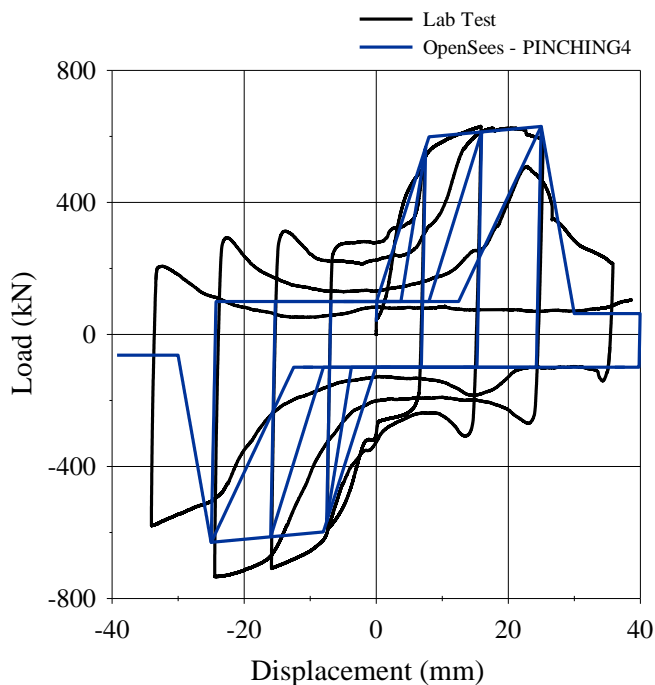
Tableau 4.12 - Modèle inélastique incrémental : Loi de comportement de la connexion

Points	Abscisse : déplacement	Ordonnée : Force
e_1	0,1 mm	L'effort correspondant à la résistance au glissement V_s des boulons (Eq. 4-5)
e_2	10 mm	L'effort correspondant à 95% de la force R_oC_f
e_3	31 mm	L'effort correspondant à 100% de la force R_oC_f
e_4	Déformation correspondant à une force de 10% de R_oC_f en considérant une pente de -32 kN/mm à partir du point e_3 .	L'effort correspondant à 10% de la force R_oC_f

Avec les courbes force-déplacement obtenues expérimentalement, les paramètres présentés précédemment au Tableau 4.12 et les paramètres d'endommagement présentés au Tableau 4.13, nous avons réussi à reproduire le comportement de la connexion boulonnée obtenu au laboratoire. Notons que pour les analyses inélastiques incrémentales, la résistance au glissement V_s observée lorsque les boulons se déplacent dans les trous ovalisés a été prise en compte dans ces modèles. La Figure 4.20 montre la superposition de la loi de comportement obtenue dans OpenSees avec celle obtenue expérimentalement.

Tableau 4.13 - Paramètres du matériel *Pinching4*

Paramètre	Explication	Valeur
rDispP, rDispN	Facteurs définis comme étant le rapport entre la déformation lors du rechargement et la déformation maximale précédemment obtenue. Par conséquent, la force remonte lorsque la déformation équivaut à la moitié de la déformation maximale précédemment obtenue.	0,5
rForceP, rForceN	Facteurs définis comme étant le rapport entre la force lors du rechargement et la force correspondant à la déformation maximale précédemment obtenue. Ainsi, lorsque les boulons font le trajet entre les extrémités du trou ovalisé, la force résiduelle sera la résistance au glissement, V_s .	$= V_s / R_o C_f$
uForceP, uForceN	Facteurs définis comme étant le rapport entre la force développée lors du déchargement d'une force négative et la force maximale développée sous chargement monotone. Ainsi, la force subit un déchargement jusqu'à ce que la force corresponde à la résistance au glissement V_s	$= V_s / R_o C_f$
gammaK	Cette valeur définit la dégradation cyclique du modèle correspondant à la dégradation de la rigidité lors du déchargement	0
gammaD	Cette valeur définit la dégradation cyclique du modèle correspondant à la dégradation de la rigidité lors du rechargement	0
gammaF	Cette valeur définit la dégradation cyclique du modèle correspondant à la dégradation de la force	0
gammaE	Cette valeur sert à définir l'énergie maximale dissipée lors d'un chargement cyclique	0
damageType	Cette valeur n'a pas d'effet étant donné que tous les paramètres d'endommagement ont été considérés nuls.	« cycle »

Figure 4.20 - Comportement du matériel *Pinching4* utilisé dans les analyses incrémentales, tiré de Castonguay (2009)

4.2.4.1.2 Comportement en flexion et torsion

Les comportements en flexion et en torsion de la connexion ont été modélisés en spécifiant la rigidité flexionnelle et torsionnelle des goussets. Avec l'épaisseur de la plaque de gousset et la longueur de Withmore (b_w) calculées à la section 4.1.3.2, il a été possible de déterminer le comportement des goussets. Les formules utilisées pour décrire leur comportement sont basés sur celles utilisés dans Bara (2007). L'Eq. 4-6 exprime la rigidité en flexion du gousset tandis que l'4-7 décrit la rigidité en torsion du gousset. Dans ces équations, le terme $20/\sin \theta$ représente la longueur où le gousset n'est pas retenue et par conséquent où la rotule plastique se produira.

$$C_{flexion} = 1.5 \times \frac{EI}{20/\sin\theta} \text{ avec } I = bh^3/12 \quad \text{Eq. 4-6}$$

$$C_{torsion} = \frac{GJ}{20/\sin\theta} \text{ avec } J = bh^3/3 \quad \text{Eq. 4-7}$$

4.2.5 Poutres

Les poutres sont des profilés de type W et la nuance d'acier utilisé est G40.21-350W. Elles sont formées de deux éléments nommés « *nonlinearBeamColumn* ». Les ailes des sections sont composées de 40 fibres tandis que l'âme est subdivisée en 8 fibres. Comme pour les contreventements, le matériel « Steel02 » a été utilisé. Au total, quatre points d'intégration de Gauss ont été utilisés. Notons que la rigidité en torsion de la poutre a été amplifiée par un facteur de 1.00E+06 afin d'éviter que la poutre se torde.

Aux connexions entre les poutres et les connexions des doubles nœuds ont été utilisés afin de représenter le comportement des connexions entre la poutre et la colonne. Aux endroits où les diagonales sont présentes, nous avons supposé que la diagonale apportait de la rigidité à la connexion. Dans ces cas, nous avons utilisé une connexion poteau-poutre rigide. Dans les autres cas, nous avons supposé que la rigidité de la connexion de la poutre était égale à $1,25(EI/L)_{\text{POUTRE}}$. Cette valeur de 1,25 est basée sur les résultats d'une étude portant sur le comportement cyclique des connexions typiques incluant l'effet des dalles Liu et al. (2000). La Figure 4.21 montre un exemple des connexions des poteaux-poutres pour un bâtiment split-X de 4 étages.

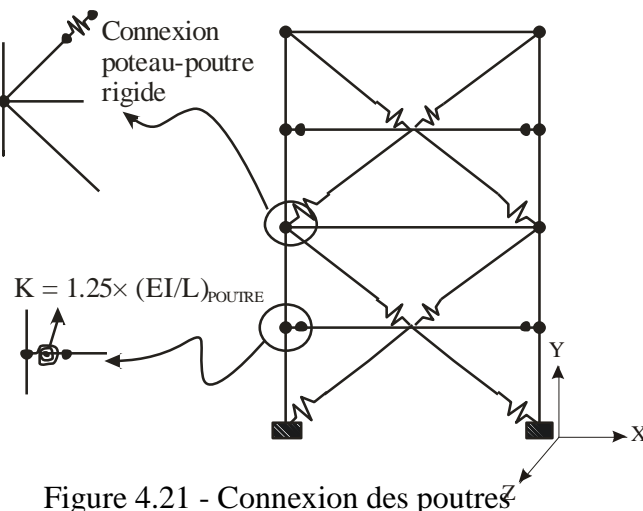


Figure 4.21 - Connexion des poutres

4.2.6 Colonnes

4.2.6.1.1 Colonnes du cadre de contreventements

Les colonnes sont des profilés de type W et la nuance d'acier utilisé est G40.21-350W. Elles sont formées de 8 éléments nommés « nonlinearBeamColumn ». Les ailes des sections sont composées de 20 fibres tandis que l'âme est subdivisée en 10 fibres. Comme pour les contreventements et les poutres, le matériel « Steel02 » a été utilisé. Au total, quatre points d'intégration de Gauss ont été utilisés. Les colonnes du cadre ont la possibilité de flamber dans le plan du cadre. Elles ont été modélisées avec un défaut de rectitude correspondant à $L/1000$. De plus, les contraintes résiduelles de la section ont été modélisées à l'aide du profil donnée à la Figure 4.22 Surovek-Maleck et al. (2004). Finalement notons que les colonnes du cadre sont encastrées à leur base et qu'elles sont continues sur toute la hauteur du bâtiment.

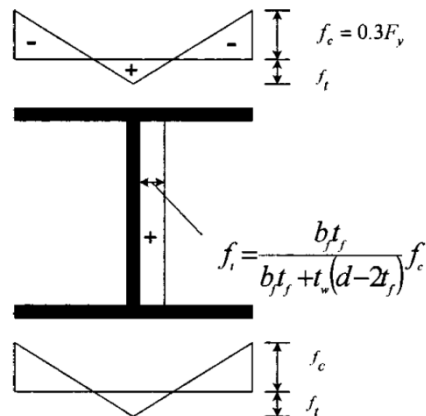


Figure 4.22 - Patron des contraintes résiduelles, tiré de Surovek-Maleck et al. (2004)

4.2.6.1.2 Colonnes de gravité

Les colonnes de gravité qui avaient la même aire tributaire et la même section ont été regroupées dans OpenSees dans une seule colonne avec des propriétés équivalentes (Figure 4.23). Les colonnes de gravité sont formées d'un seul élément nommé « *BeamWithHinges* ». La longueur des rotules est équivalente à la largeur de la colonne de l'étage supérieure. Des épissures ont été modélisées à tous les deux étages, au-dessus de la poutre. Les caractéristiques de cet élément sont basées sur celles données dans Bara (2007).

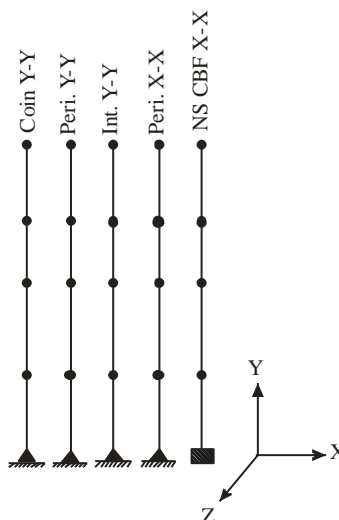


Figure 4.23 - Colonnes de gravité

4.2.7 Poids sismiques et charges de gravité

Pour les analyses, une masse correspondant au poids sismique (W) a été assignée horizontalement aux nœuds correspondant aux intersections des poteaux et des poutres du cadre. Le poids sismique utilisé est celui correspondant à l'article 4.1.8.2 du CNBC 2005, soit la charge permanente (définie à l'article 4.1.4.1) sans toutefois qu'il ne soit nécessaire d'inclure une charge due aux cloisons supérieure à 0,5 kPa ainsi que 25 % de la charge de neige. Aucune réserve ou zone de stockage n'est présent dans le bâtiment. Par conséquent, le poids sismique a été calculé à l'aide de la combinaison $1,0 D + 0,25 S$ (avec 0,5 kPa pour les cloisons).

Finalement notons que les charges de gravité appliquées sur le cadre et sur les colonnes de gravité étaient équivalentes à la combinaison $1,0 D + 0,5 L + 0,25 S$.

4.2.8 Types d'analyses, amortissement et algorithmes de résolution

Les analyses dynamiques temporelles ont été effectuées en deux étapes : les charges de gravité ont été appliquées statiquement au cadre étudié et les séismes sélectionnés ont été appliqués à la base du cadre étudié. Un pas de temps de 0,001 s a été utilisé lors des analyses temporelles. L'utilisation d'un petit pas de temps comme celui-ci permet d'aider la convergence des modèles. La méthode d'intégration directe utilisée est celle de Newmark et les facteurs γ et β ont été pris égale à 0,5 et 0,25 respectivement.

Un amortissement de Rayleigh de 3% dans les deux premiers modes a été utilisé. À l'aide de la commande « Region » d'OpenSees, cet amortissement a été appliqué à tous les éléments sauf aux éléments ductiles. Étant donné que l'amortissement est fonction de la rigidité initiale, la valeur de 3% aurait conféré aux éléments ductiles un amortissement trop important. Pour ces éléments, nous avons choisi d'utiliser un amortissement négligeable de 0,1%.

L'algorithme de résolution utilisé se nomme « *NewtonLineSearch* ». Il s'agit de la méthode de Newton-Raphson auquel un « line search » a été ajouté afin d'améliorer la convergence. Le test de convergence a été fait sur la norme de l'incrément du déplacement avec une tolérance de 0,001.

4.3 Validation du modèle OpenSees

Avant d'effectuer les analyses avec tous les enregistrements sismiques, nous avons validé le modèle construit. Pour ce faire, nous avons effectué une analyse élastique et une inélastique définies à la section précédente. Nous avons étudié, pour le modèle élastique et pour le modèle inélastique, les trois points suivants :

- Force dans la diagonale
- Hystérèse de la force en fonction de la déformation axiale de la diagonale
- Force dans la colonne

L'analyse a été réalisé pour un bâtiment de 4 étages, avec une hauteur d'étage normale et un système de reprise des charges latérales de type split-X, localisé à l'extérieur du bâtiment. Le bâtiment était situé à Vancouver sur un site de catégorie C. Nous avons appliqué à la base de cette structure le séisme de Loma Prieta de 1989, un séisme de magnitude 7.0 à une distance de 54 km dont l'accélérogramme est montré à la Figure 4.24.

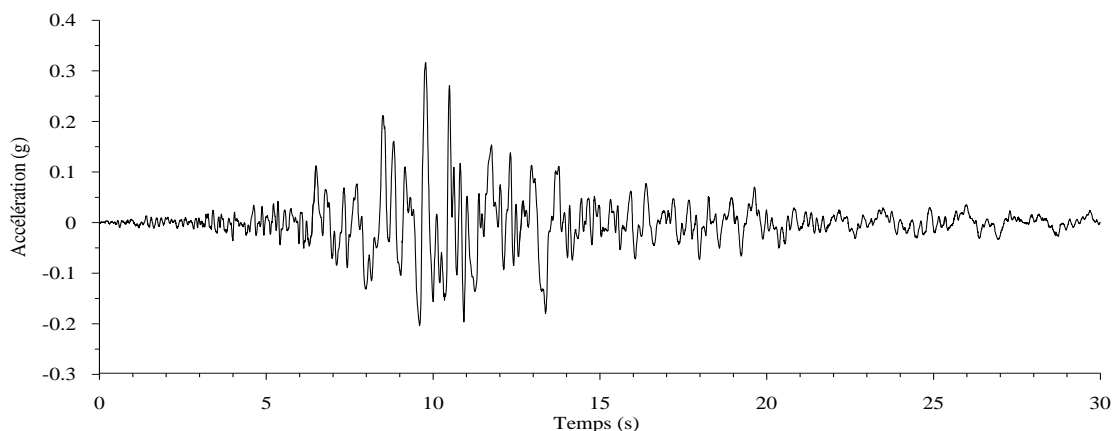


Figure 4.24 - Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989

Tout d'abord, nous avons validé que, pour le modèle inélastique, la force dans l'élément ductile était la même que celle qu'on retrouvait dans toute la diagonale (éléments de la diagonale et élément rigide). Les résultats des éléments ductiles du premier étage, les contreventements gauche et droit, sont montrés à la Figure 4.25. Les figures 4.26 à 4.28 montrent les résultats pour les contreventements de gauche des étages 2, 3 et 4.

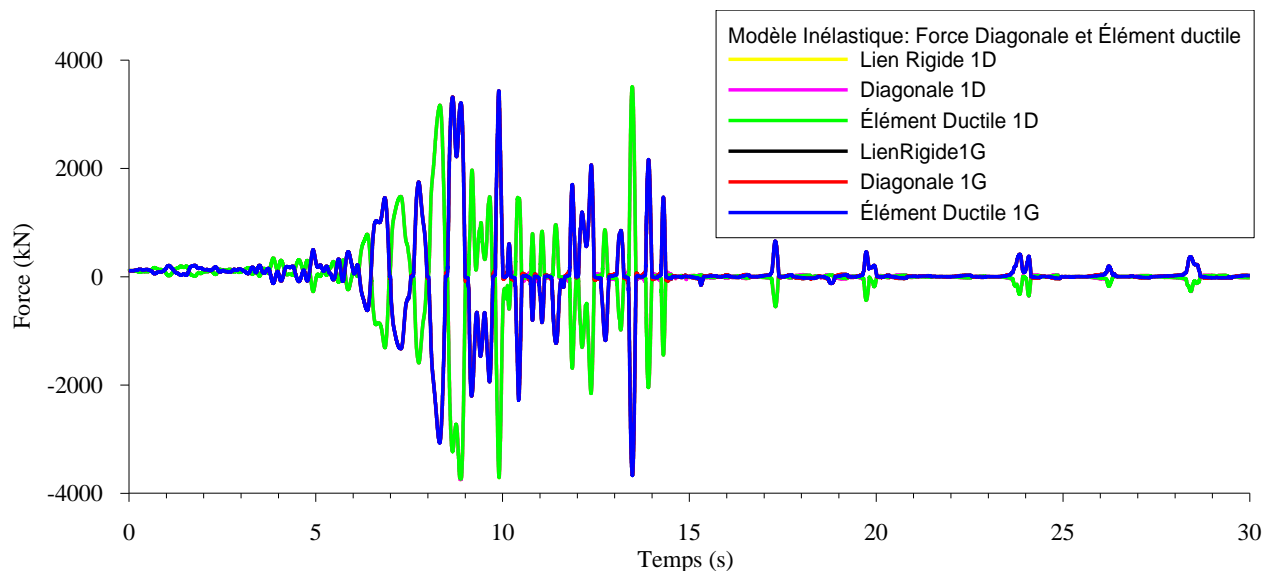


Figure 4.25 – Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du premier étage

On voit bien que les forces données dans l'élément ductile, dans le lien rigide entre les nœuds 21000 et 21001 et dans les éléments de la diagonale sont les mêmes puisque les courbes jaune rose et verte sont superposées de même que les courbes noire, rouge et bleue. On remarque

également que les forces dans les diagonales opposées ont le même comportement à un signe près.

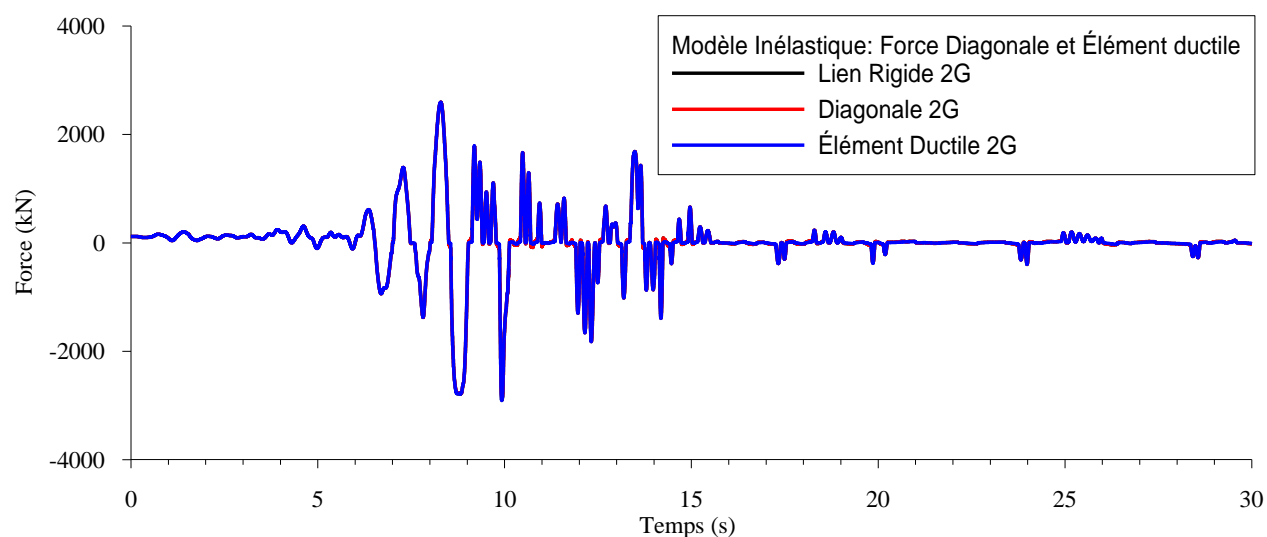


Figure 4.26 - Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du deuxième étage

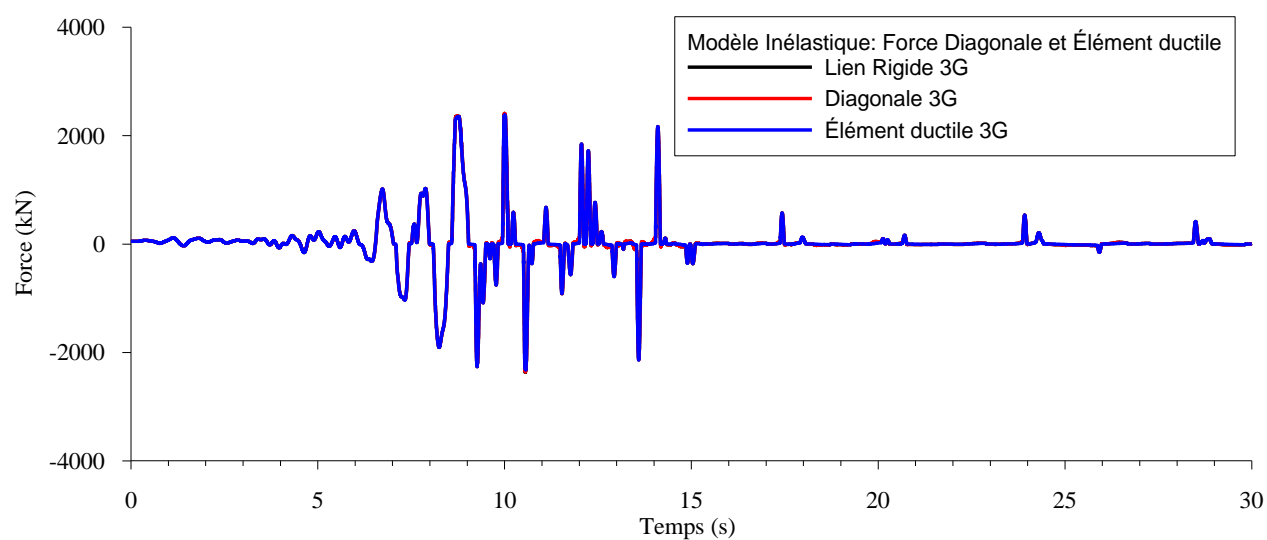


Figure 4.27 - Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du troisième étage

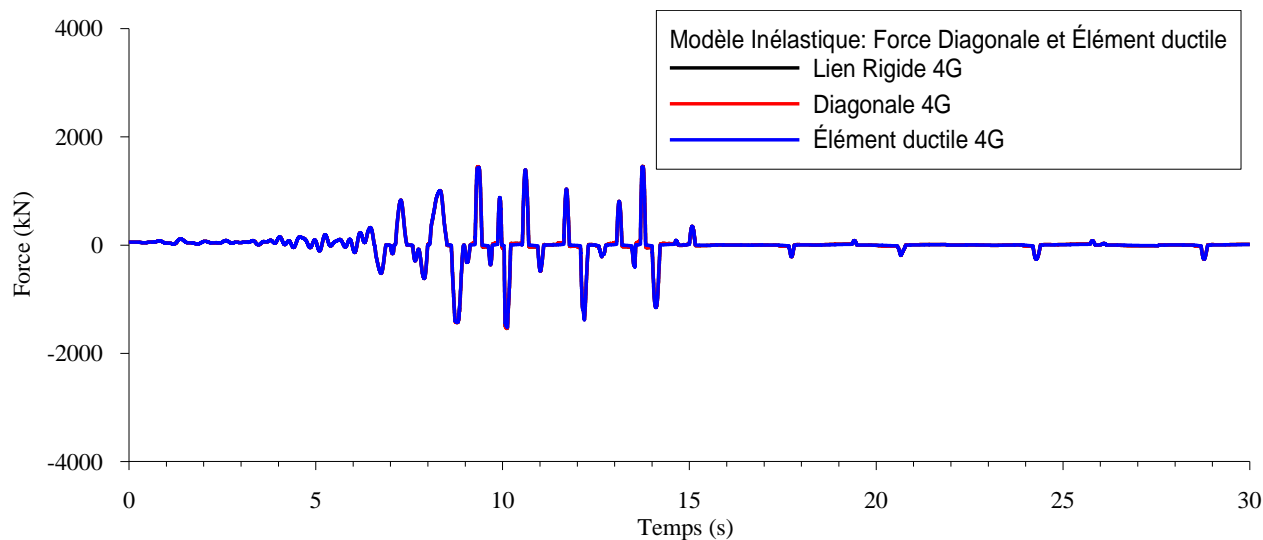


Figure 4.28 - Modèle inélastique : Force en fonction du temps des éléments de la diagonale du quatrième étage

Pour les étages 2, 3 et 4, seulement la force dans la diagonale de gauche a été tracée et on peut voir que les forces données dans l'élément ductile, dans le lien rigide et dans les éléments de la diagonale sont les mêmes puisque les courbes sont superposées. De plus, notons que le temps où la force dans l'élément ductile est nulle représente les moments où le boulon se promène d'une extrémité à l'autre du trou ovalisé précédemment.

Par la suite, nous avons étudié la force et les déformations dans les diagonales en fonction du temps et finalement, nous avons tracé les hystérèses de la force en fonction de la déformation axiale des diagonales.

La Figure 4.29 montre le graphique de la force en fonction du temps pour le modèle élastique et la Figure 4.30 pour le modèle inélastique.

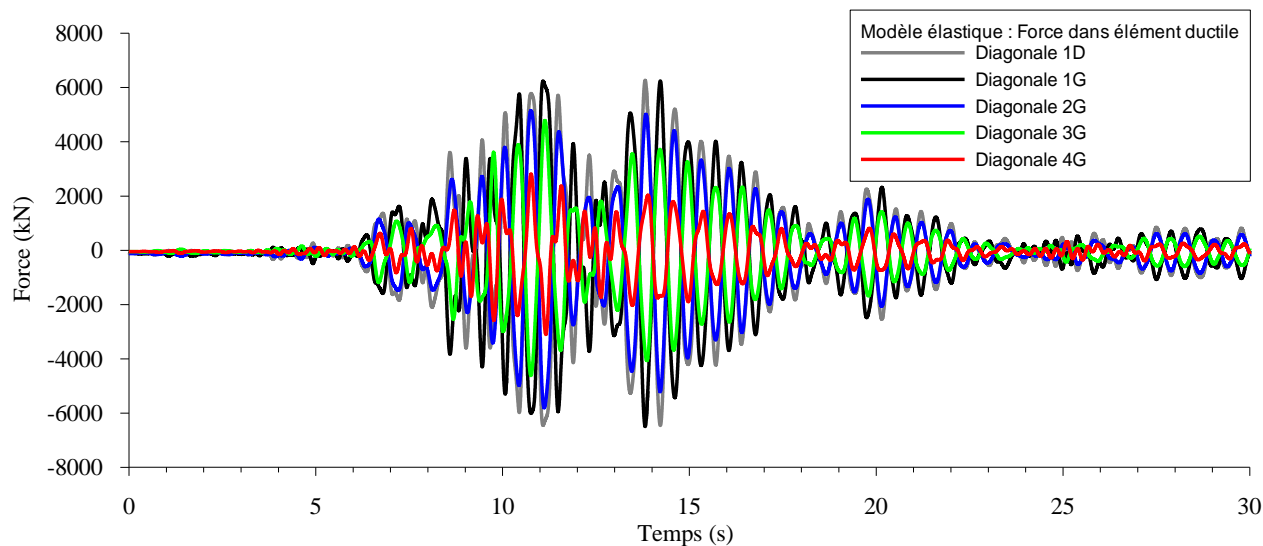


Figure 4.29 - Modèle élastique: Forces dans la diagonale en fonction du temps

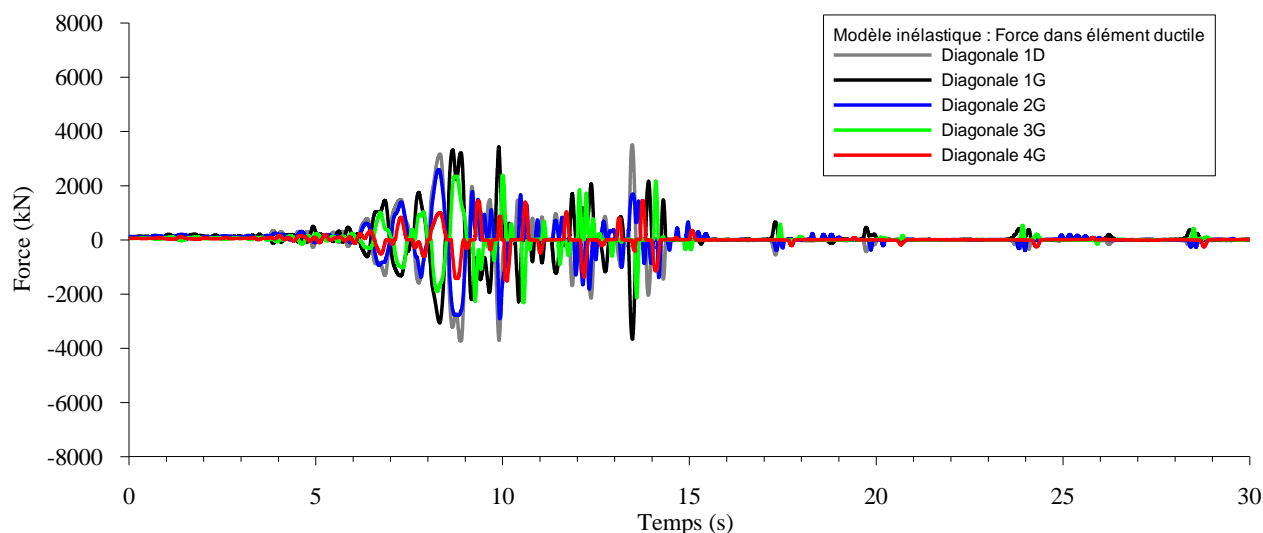


Figure 4.30 - Modèle inélastique: Forces dans la diagonale en fonction du temps

On remarque que le graphique de la force en fonction du temps du modèle inélastique donne des forces plus petites que celles du modèle élastique. Le rapport entre les forces élastiques et inélastiques est de l'ordre de R_d , soit de 1,5. Cette réduction est due au fait que dans le modèle inélastique les éléments ductiles plastifient et que la force ne dépasse donc pas sa limite élastique ce qui n'est pas le cas dans le modèle élastique.

La Figure 4.31 montre le graphique de la déformation en fonction du temps pour le modèle élastique et la Figure 4.32 pour le modèle inélastique.

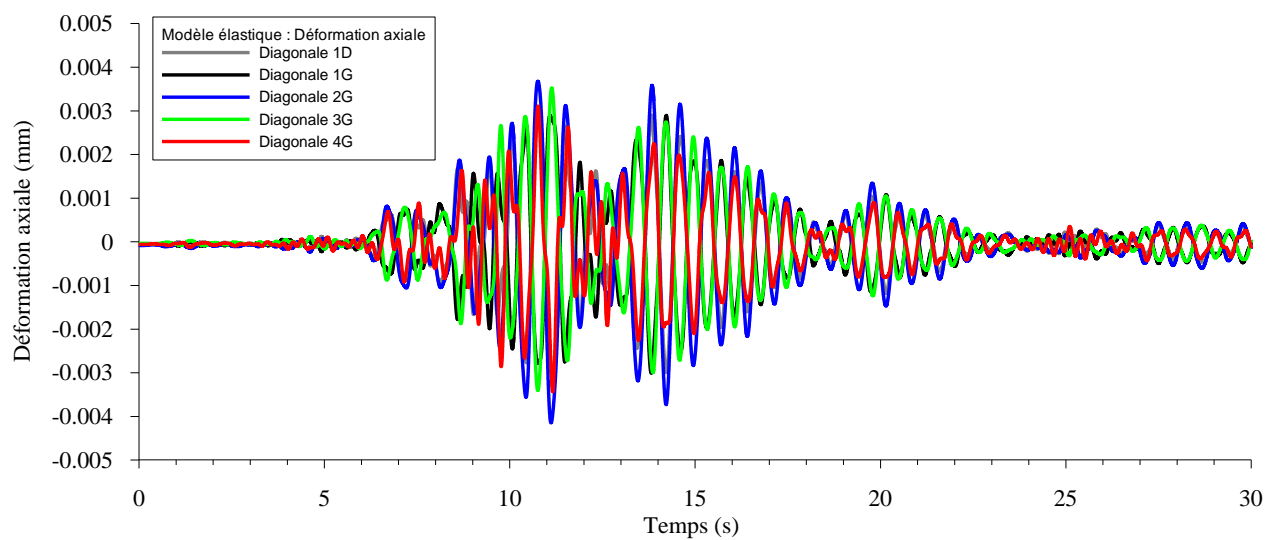


Figure 4.31 - Modèle élastique: Déformation axiale en fonction du temps

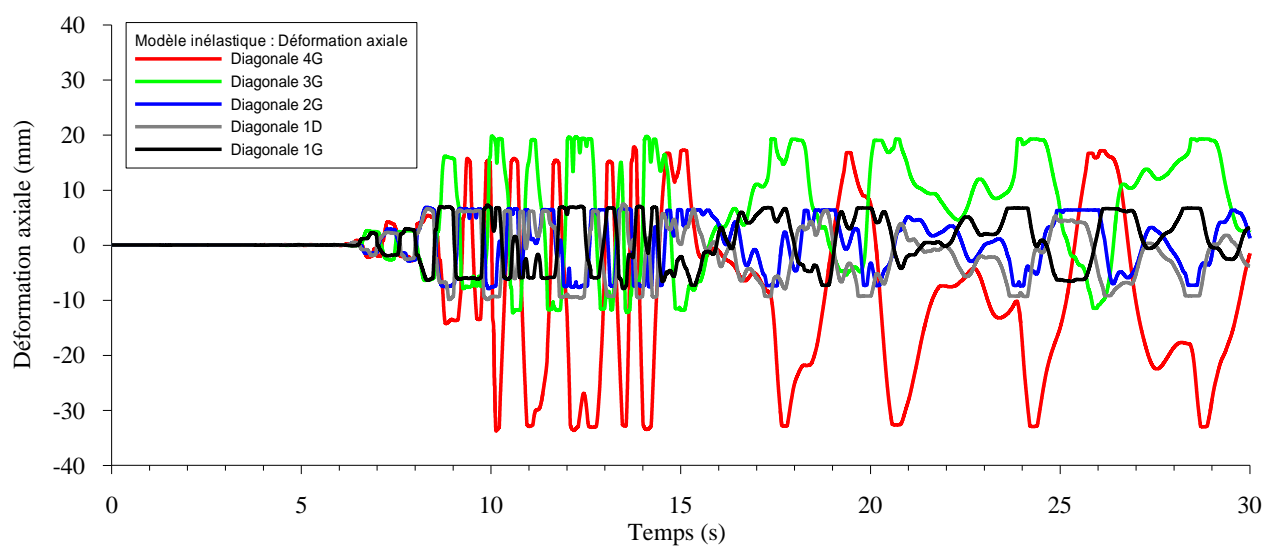


Figure 4.32 - Modèle inélastique: Déformation axiale en fonction du temps

La Figure 4.33 montre l'hystérèse force-déformation axiale obtenue avec le modèle élastique.

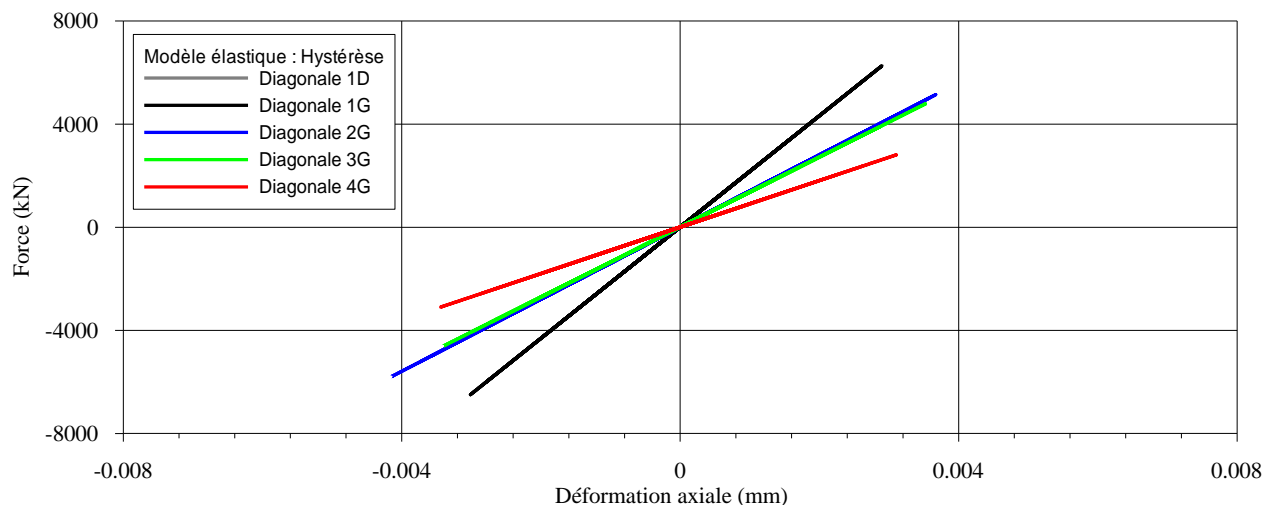


Figure 4.33 - Modèle élastique: Hystérèse – Force en fonction de la déformation axiale

Pour le modèle élastique, on remarque que les déformations axiales sont très petites et que les forces sont très grandes. Notons que les courbes ne sont pas toutes superposées étant donné que la valeur du premier point a été prise égale à la valeur de la résistance au glissement (V_s) multiplié par 1000 pour que l'élément ductile demeure dans le domaine élastique.

La Figure 4.34 montre l'hystérèse force-déformation axiale obtenue avec le modèle élastique.

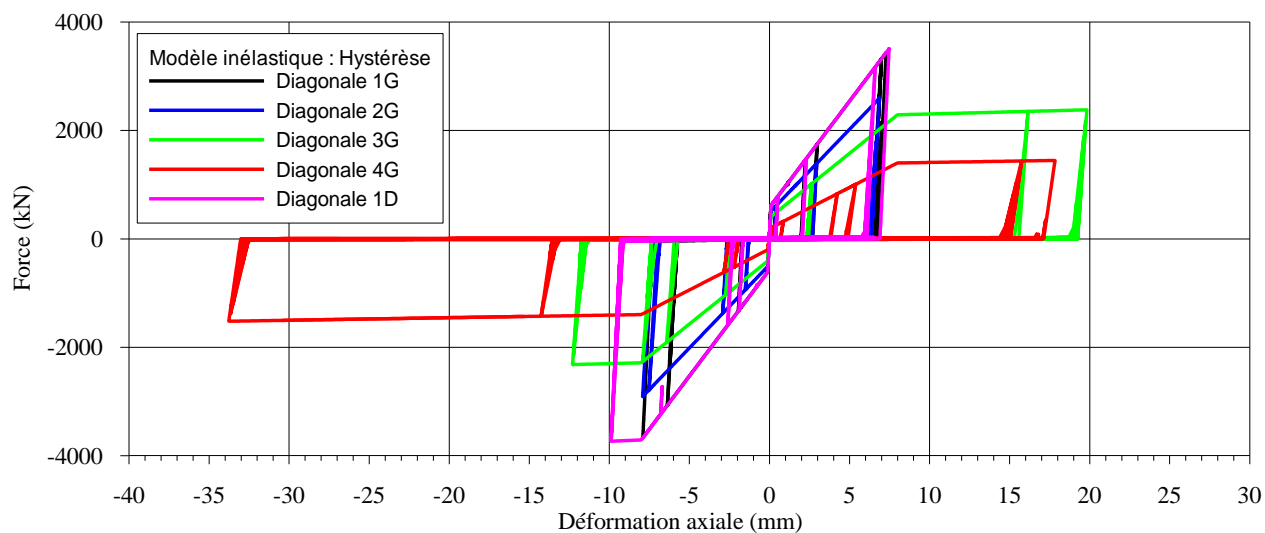


Figure 4.34 - Modèle inélastique: Hystérèse : force en fonction de la déformation axiale

Contrairement au modèle élastique, on remarque que le modèle inélastique plastifie lorsque la limite élastique est atteinte. Les résultats des deux modèles correspondent aux paramètres définis au Tableau 4.14 ce qui nous confirme la validité du comportement de l'élément ductile.

Tableau 4.14 - Trois points définissant le comportement des éléments ductiles (kN – mm)

		Étage 1		Étage 2		Étage 3		Étage 4	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Point 1	$F = V_s$	0,1	613	0,1	511	0,1	409	0,1	204
Point 2	$F = 0,98 \times P_{yield} = 0,98 \times R_o C_f$	8	3710	8	2937	8	2286	8	1398
Point 3	Pente = 10% de P_{yield} / 30 mm	20	3861	20	3057	20	2380	20	1455

Finalement nous avons tracé la force dans la colonne du premier étage en fonction du temps et nous l'avons comparée à la somme des composantes verticales des contreventements situés au dessus de la colonne (Figure 4.35 et Figure 4.36).

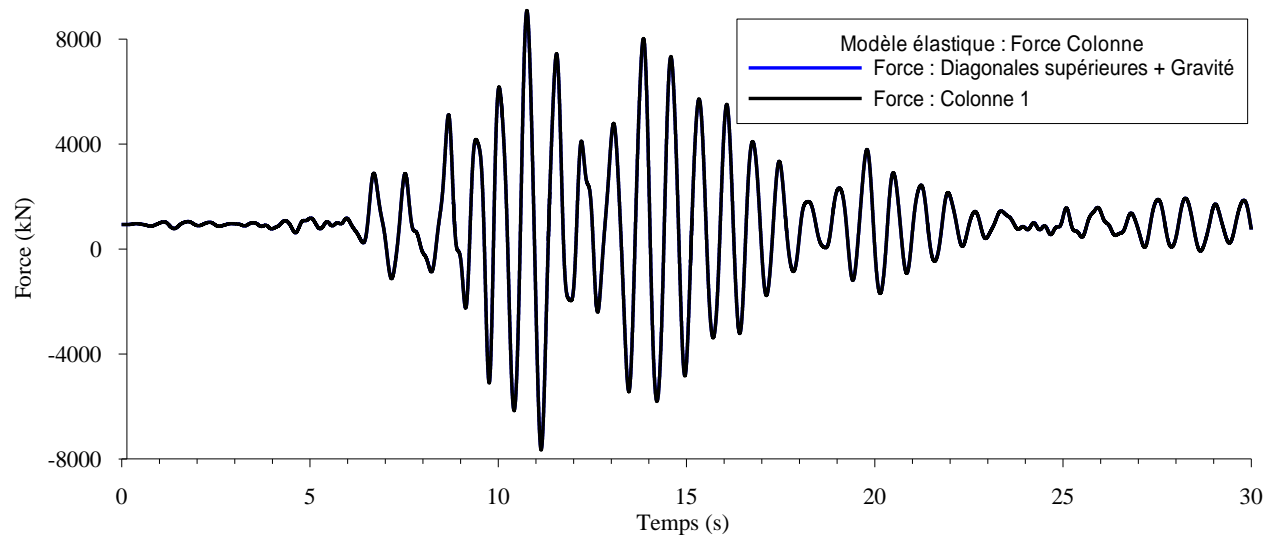


Figure 4.35 - Modèle élastique: Force à la base de la colonne en fonction du temps

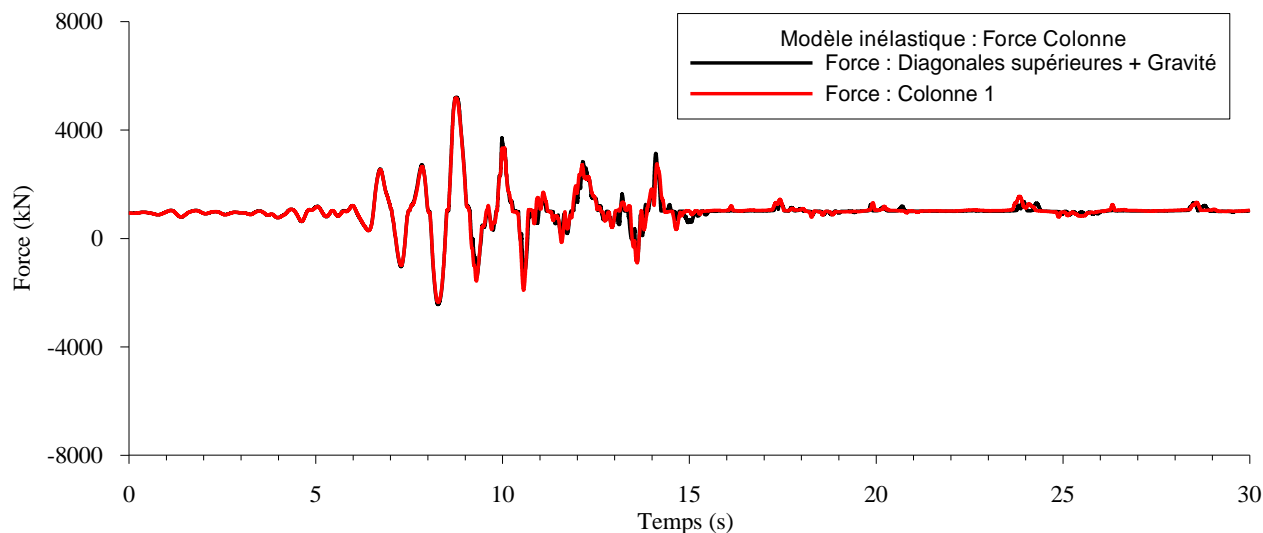


Figure 4.36 - Modèle inélastique: Force à la base de la colonne en fonction du temps

Les courbes pour le modèle linéaire sont totalement superposées tandis que celles pour le modèle inélastique le sont quasiment. Ces écarts sont probablement dus aux algorithmes de résolution et à l'amortissement qui viennent influencer légèrement les efforts obtenus, toutefois, les différences sont si faibles que nous les avons considérées comme négligeables.

De plus, afin d'illustrer la réduction des efforts dans la colonne lorsqu'on modélise les connexions ductiles, nous avons tracé sur un même graphique la force dans la colonne du modèle élastique et celle dans le modèle inélastique (Figure 4.37).

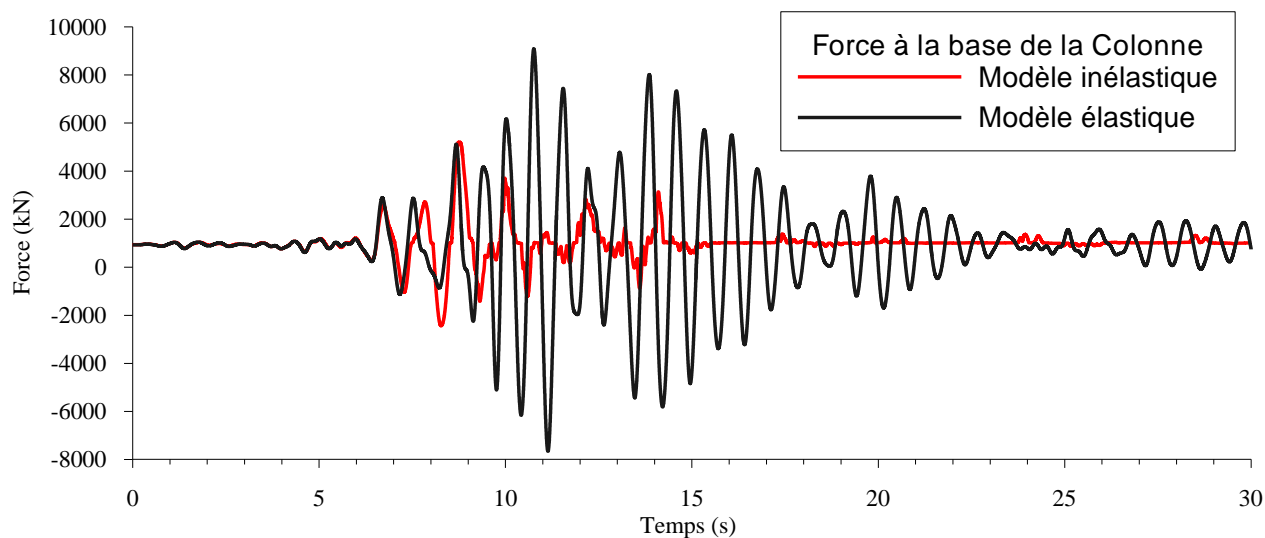


Figure 4.37 - Force à la base de la colonne (modèle élastique VS modèle inélastique)

Ce résultat est très intéressant, car il nous montre que le fait d'utiliser des connexions ductiles permet de réduire considérablement les efforts dans les poteaux et par conséquent, de les protéger.

Les derniers résultats nous ont permis de valider notre modèle. Avec les modèles validés, il ne nous reste plus qu'à sélectionner les accélérogrammes à utiliser pour nos analyses.

4.4 Accélérogrammes

4.4.1 Choix des accélérogrammes pour les analyses temporelles élastiques et inélastiques

Les analyses temporelles élastiques et inélastiques consistent à appliquer aux modèles précédemment définis une série d'accélérogrammes. Les enregistrements sismiques utilisés pour mener les analyses ont été choisis en se basant sur les recommandations faites au Chapitre 3.

Chacune des 24 structures étudiées a été soumise à 10 mouvements sismiques générés artificiellement par la méthode présentée par Atkinson (2009). Les séismes ayant un scénario magnitude (M) – distance hypocentrale (R) représentatif du risque sismique pour le site étudié ont été présélectionnés. Parmi tous les séismes de ces scénarios, les 10 accélérogrammes dont le spectre de réponse approchait le mieux le spectre cible du CNBC 2005 sur la plage de périodes de 0.2 s à 2.0 s ont été appliqués aux structures sans aucun étalonnage (méthode FIT, section 3.1).

Pour les bâtiments situés à Vancouver, la disponibilité d'enregistrements sismiques historiques a permis d'utiliser 10 séismes supplémentaires pour les bâtiments localisés sur un site de catégorie C et 12 pour les bâtiments localisés sur un site E. La sélection de ces mouvements sismiques a été faite en considérant plusieurs critères, entre autres, les enregistrements devaient être représentatifs de l'activité sismique de l'ouest canadien ; le site sur lequel le sismographe était localisé devait avoir une vitesse d'onde (V_s) appropriée (V_s de 360 à 760 m/s pour un site C et moins de 200 m/s pour un site E) ; les combinaisons M-R retenues devaient être réalistes pour Vancouver et, enfin, le PGA de l'enregistrement devait être similaire à celui donné par le code pour le site étudié. Les enregistrements historiques ont été calibrés de telle sorte que l'aire sous la courbe du spectre de l'accélérogramme corresponde à celle sous le spectre cible sur la plage

de période allant de 0.2 s à 2.0 s pour un site de catégorie C et de 0.5 s à 2.0 s pour un site E. Pour les sites de catégorie E, un critère supplémentaire a été utilisé afin de limiter les effets des valeurs spectrales parfois ponctuellement très élevées de certains accélérogrammes. En fait, le facteur d'étalonnage a été limité de sorte que le spectre calibré ne dépasse jamais, sur une plage de période supérieure à 0.1 s, deux fois l'accélération spectrale du CNBC 2005.

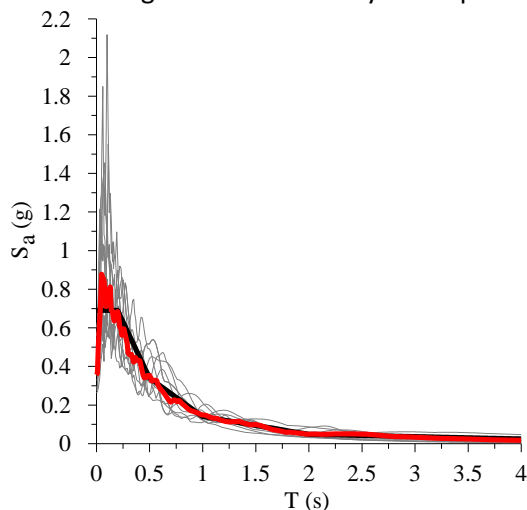
Les caractéristiques des enregistrements sélectionnés et de leurs spectres sont donnés aux Tableaux 4.15 à 4.17 et aux Figures 4.38 à 4.40.

Tableau 4.15 - Enregistrements sismiques pour Montréal, site de catégorie C et E

Évènement	M	R (km)	Station	Comp, (°)	PGA (g)	FA
Montréal						
Site de catégorie C						
Artificiel (trial 2)	6,0	20		0	0,60	1,0
Artificiel (trial 2)	6,0	20		315	0,35	1,0
Artificiel (trial 3)	6,0	10		90	0,29	1,0
Artificiel (trial 3)	6,0	10		45	0,56	1,0
Artificiel (trial 3)	6,0	10		315	0,36	1,0
Artificiel (trial 3)	6,0	10		225	0,56	1,0
Artificiel (trial 1)	7,0	40		0	0,28	1,0
Artificiel (trial 1)	7,0	30		315	0,47	1,0
Artificiel (trial 3)	7,0	40		0	0,33	1,0
Artificiel (trial 3)	7,0	40		135	0,26	1,0
Site de catégorie E						
Artificiel (trial 2)	6,0	20		0	0,51	1,0
Artificiel (trial 3)	6,0	10		45	0,42	1,0
Artificiel (trial 1)	7,0	30		225	0,40	1,0
Artificiel (trial 1)	7,0	40		225	0,52	1,0
Artificiel (trial 1)	7,0	40		135	0,53	1,0
Artificiel (trial 2)	7,0	30		0	0,35	1,0
Artificiel (trial 3)	7,0	50		90	0,33	1,0
Artificiel (trial 3)	7,0	30		225	0,36	1,0
Artificiel (trial 3)	7,0	30		135	0,28	1,0
Artificiel (trial 3)	7,0	40		135	0,23	1,0

Montréal

Site de catégorie C – Séismes synthétiques



Site de catégorie E – Séismes synthétiques

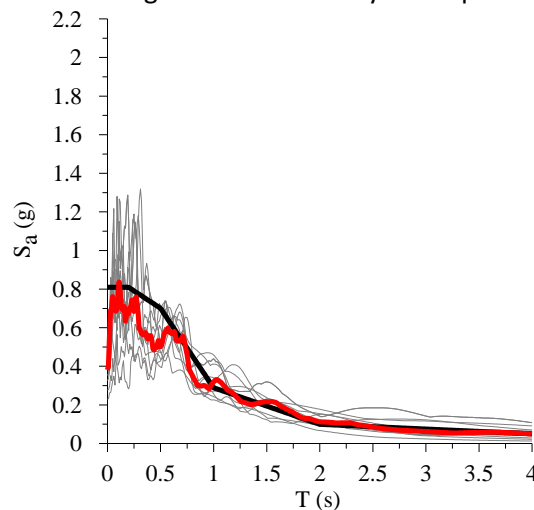


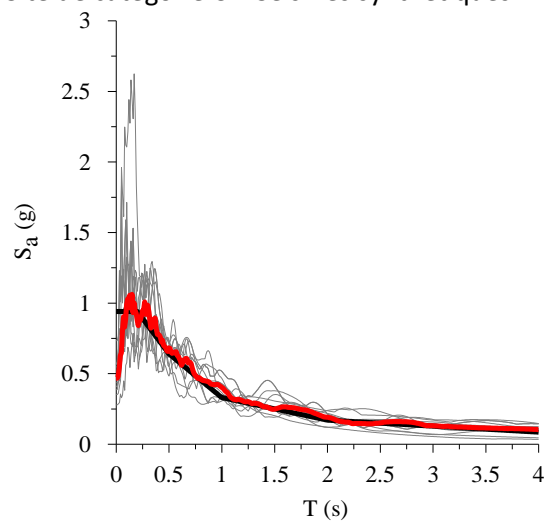
Figure 4.38 - Spectres des enregistrements sismiques pour Montréal

Tableau 4.16 - Enregistrements sismiques pour Vancouver, site de catégorie C

Évènement	M	R (km)	Station	Comp, (°)	PGA (g)	FA
Vancouver						
Site de catégorie C						
Artificiel (trial 3)	6,5	10		225	0,50	1,0
Artificiel (trial 3)	6,5	20		90	0,50	1,0
Artificiel (trial 2)	7,5	20		315	0,39	1,0
Artificiel (trial 3)	7,5	20		270	0,56	1,0
Artificiel (trial 3)	7,5	20		180	0,55	1,0
Artificiel (trial 3)	7,5	20		135	0,41	1,0
Artificiel (trial 2)	7,5	30		45	0,73	1,0
Artificiel (trial 2)	7,5	30		315	0,28	1,0
Artificiel (trial 2)	7,5	30		180	0,44	1,0
Artificiel (trial 3)	7,5	50		225	0,35	1,0
1994-01-17, Northridge	6,7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90	0,57	0,6
1994-01-17, Northridge	6,7	30	Santa Monica City Hall	360	0,37	1,1
1994-01-17, Northridge	6,7	34	Los Angeles Baldwin Hills	360	0,17	1,8
1971-02-09, San Fernando	6,6	31	Castaic, Old Ridge Rd	291	0,27	1,4
1994-01-17, Northridge	6,7	26	Pacific Palisades-Sunset	280	0,20	2,0
1992-04-25, Cape Mendocino	7,0	52	Eureka - Myrtle & West	90	0,18	1,6
1989-10-18, Loma Prieta	7,0	54	Stanford Univ,	360	0,29	1,1
1989-10-18, Loma Prieta	7,0	100	Presidio	90	0,20	1,4
1949-04-13, West, Wash,	7,1	76	Olympia, Test Lab	86	0,28	1,5
1992-06-28, Landers	7,3	93	Barstow	90	0,14	2,3

Vancouver

Site de catégorie C – Séismes synthétiques



Site de catégorie C – Séismes historiques

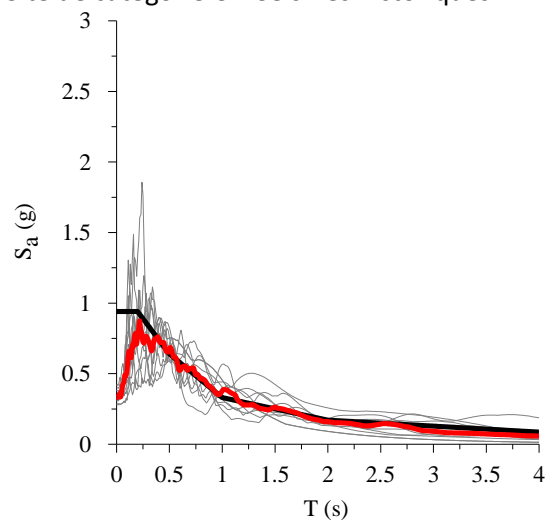
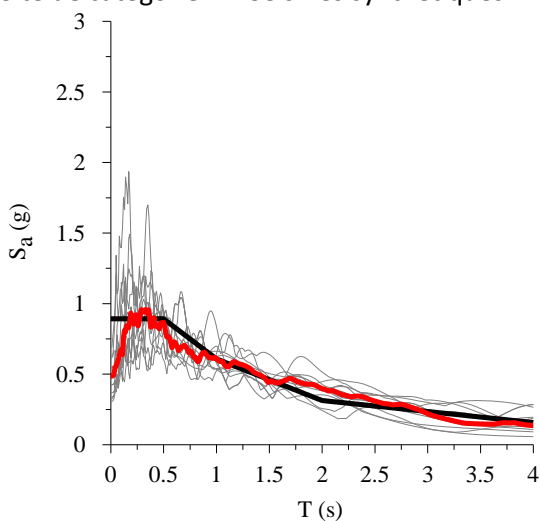


Figure 4.39 - Spectres des enregistrements sismiques pour Vancouver site de catégorie C

Tableau 4.17 - Enregistrements sismiques pour Vancouver, site de catégorie E

Évènement	M	R (km)	Station	Comp, (°)	PGA (g)	FA
Vancouver						
Site de catégorie E						
Artificiel (trial 3)	6,5	10		225	0,54	1,0
Artificiel (trial 3)	6,5	20		135	0,90	1,0
Artificiel (trial 1)	7,5	20		45	0,44	1,0
Artificiel (trial 1)	7,5	30		315	0,61	1,0
Artificiel (trial 1)	7,5	50		315	0,46	1,0
Artificiel (trial 1)	7,5	20		135	0,56	1,0
Artificiel (trial 2)	7,5	50		45	0,33	1,0
Artificiel (trial 2)	7,5	20		135	1,15	1,0
Artificiel (trial 3)	7,5	20		270	0,68	1,0
Artificiel (trial 3)	7,5	30		90	0,91	1,0
1979-10-15, Imperial Valley	6,5	31	El Centro Array #11	140	0,37	1,3
1979-10-16, Imperial Valley	6,5	31	El Centro Array #12	230	0,37	1,5
1979-10-15, Imperial Valley	6,5	30	El Centro Array #3	140	0,26	1,5
1987-11-24, Superstition Hills	6,5	37	El Centro Imp, Co, Cent	0	0,29	1,6
1987-11-24, Superstition Hills	6,5	21	Westmorland Fire Sta	90	0,21	2,8
1987-11-25, Superstition Hills	6,5	21	Westmorland Fire Sta	180	0,21	1,6
1989-10-18, Loma Prieta	6,9	66	APEEL 2 - Redwood City	43	0,25	1,0
1989-10-19, Loma Prieta	6,9	66	APEEL 2 - Redwood City	133	0,25	1,7
1989-10-18, Loma Prieta	6,9	66	Foster City - APEEL 1	0	0,29	1,8
1989-10-18, Loma Prieta	6,9	66	Foster City - APEEL 2	90	0,29	1,0
1989-10-18, Loma Prieta	6,9	99	Treasure Island	0	0,13	2,9
1989-10-18, Loma Prieta	6,9	99	Treasure Island	90	0,13	1,7

Site de catégorie E – Séismes synthétiques



Site de catégorie E – Séismes historiques

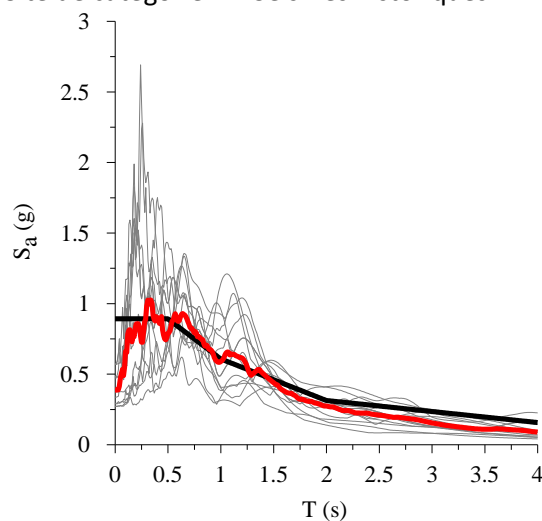


Figure 4.40 - Spectres des enregistrements sismiques pour Vancouver site de catégorie E

4.4.2 Choix des accélérogrammes pour les analyses inélastiques incrémentales

Pour ces analyses, nous avons choisi d'utiliser uniquement des séismes historiques, comme c'est le cas dans l'ATC. Nous avons choisi d'augmenter le nombre de séismes à 20 et de conserver la même technique d'étalonnage : IND (Chapitre 3). La sélection des accélérogrammes a été faite selon les mêmes critères que ceux donnés au chapitre 3. Les caractéristiques et spectres des 10 accélérogrammes historiques sont donnés au Tableau 4.18 et à la Figure 4.41.

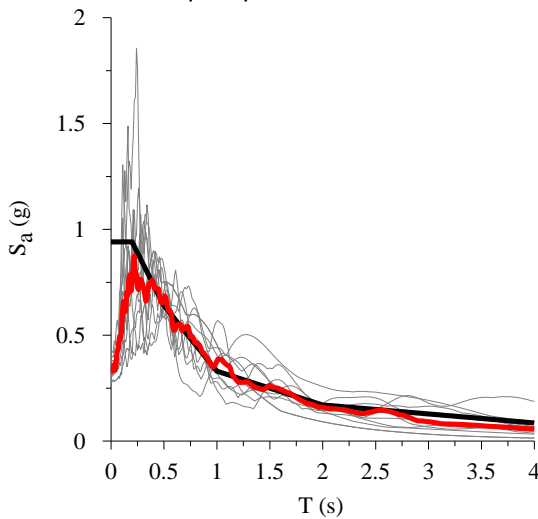
Tableau 4.18 - Enregistrements sismiques utilisés pour les analyses inélastiques incrémentales

Évènement	M	R (km)	Station	Comp, (°)	PGA (g)	FA
Vancouver						
Site de catégorie C						
1994-01-17, Northridge	6,7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90	0,57	0,6
1994-01-17, Northridge	6,7	30	Santa Monica City Hall	360	0,37	1,1
1994-01-17, Northridge	6,7	34	Los Angeles Baldwin Hills	360	0,17	1,8
1971-02-09, San Fernando	6,6	31	Castaic, Old Ridge Rd	291	0,27	1,4
1994-01-17, Northridge	6,7	26	Pacific Palisades-Sunset	280	0,20	2,0
1992-04-25, Cape Mendocino	7,0	52	Eureka - Myrtle & West	90	0,18	1,6
1989-10-18, Loma Prieta	7,0	54	Stanford Univ,	360	0,29	1,1
1989-10-18, Loma Prieta	7,0	100	Presidio	90	0,20	1,4
1949-04-13, West,Wash,	7,1	76	Olympia, Test Lab	86	0,28	1,5
1992-06-28, Landers	7,3	93	Barstow	90	0,14	2,3
1979-10-15, Imperial Valley	6,5	25	Cerro Prieto	147	0,18	2,0
1992-06-28, Landers	7,3	14	Joshua Tree	0	0,25	0,9
1992-06-28, Landers	7,3	44	Lucerne	260	0,72	0,7
1979-10-15, Imperial Valley	6,5	49	Parachute Test Site	315	0,17	2,9
1999-10-16, Hector Mine	7,1	27	Hector	90	0,31	0,8
1984-04-24, Morgan Hill	6,2	17	Gilroy Array #6	90	0,34	0,9
1989-10-18, Loma Prieta	6,9	29	Gilroy - Gavilan Coll,	67	0,33	1,2
1952-07-21, Kern County	7,4	43	Taft Lincoln School	111	0,17	1,8
1987-11-24, Superstition Hills	6,5	16	Parachute Test Site	315	0,49	0,8
1979-10-15, Imperial Valley	6,5	12	Casa Flores	0	0,36	1,6

Vancouver

Site de catégorie C –

Séismes historiques précédents



Site de catégorie C –

Séismes historiques supplémentaires

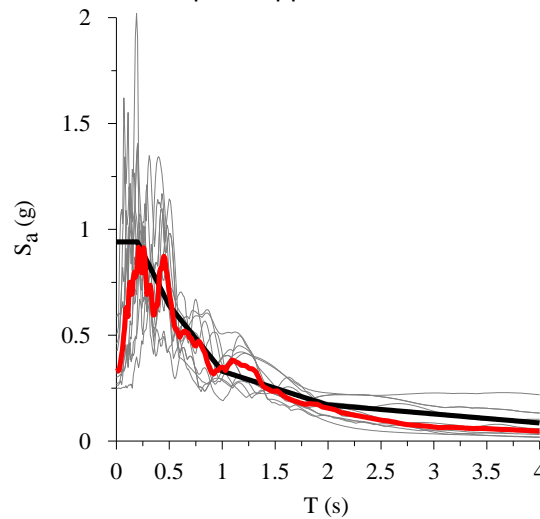


Figure 4.41 - Spectres des enregistrements sismiques utilisés pour les analyses inélastiques incrémentales

4.5 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'expliquer la sélection des 24 bâtiments étudiés et de préciser leurs caractéristiques telles que le nombre d'étages, la hauteur d'étages, le site (ville et catégorie), la configuration et la localisation du système de reprise des charges latérales. Tout d'abord, les détails de modélisation et de dimensionnement des bâtiments dans le logiciel ADA ont été donnés. Ensuite, les hypothèses de modélisation et les modèles OpenSees ont été décrits et validés. Dans OpenSees, seulement la moitié du bâtiment a été modélisé, soit un cadre de contreventements et les colonnes de gravité de la moitié du bâtiment. La description des nœuds, des conditions aux frontières, des diagonales, des connexions, des poutres et des colonnes a été faite. Les différentes connexions, non-ductiles et ductiles, qui ont été utilisées lors des trois séries d'analyses y sont également présentées. De même, le poids sismique, les charges de gravité, l'amortissement, le type d'analyse et les algorithmes de résolution utilisés sont détaillés. Finalement, basés sur l'étude faite au chapitre 3, les accélérogrammes ont été choisis pour les villes de Montréal et de Vancouver et pour les sites de catégories C et E. Une fois les modèles construits dans OpenSees et les accélérogrammes sélectionnés, nous avons pu procéder aux analyses temporelles. Le prochain chapitre est entièrement consacré aux résultats de ces analyses.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ANALYSES ET DISCUSSION

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats des trois séries d'analyses visant à caractériser le comportement sismique global des constructions conventionnelles en acier construites au Canada. Un ensemble de bâtiments de type CC, dont les caractéristiques ont été présentées au chapitre 4, a tout d'abord été analysé à l'aide d'analyses temporelles élastiques afin d'évaluer la demande de force dans des connexions non-ductiles. Ensuite, des analyses temporelles inélastiques sur des cadres de contreventements avec des éléments ductiles élasto-plastiques servant à représenter le comportement des connexions ont été menées afin d'évaluer la demande de déformation dans des connexions ductiles. Par la suite, nous avons réalisé des analyses temporelles inélastiques incrémentales afin de déterminer le niveau de confiance du système. Finalement, pour les 3 séries d'analyses effectuées, la demande de force dans les colonnes a été évaluée.

Notons que pour ce qui est des accélérogrammes utilisés pour les analyses temporelles, le code suggère d'utiliser plusieurs enregistrements dont les accélérations spectrales à la période fondamentale de la structure et à toutes les périodes inférieures sont égales ou supérieures aux accélérations du spectre de calcul pour l'emplacement considéré. Le nombre d'enregistrements imposé par le code est de 3, mais il suggère fortement d'en utiliser 7 ou plus pour obtenir une dispersion réaliste des paramètres de réponse. Cette suggestion se trouve également dans plusieurs autres normes (BSSC (2000) et ICAB (1998)). Le recours à plusieurs enregistrements conduit à différentes réponses de la structure. Dans le cas où le nombre d'enregistrements utilisés est de 3, le code suggère d'utiliser les valeurs maximales des paramètres de réponse obtenus pour tirer des conclusions tandis que dans le cas où le nombre d'enregistrements utilisés est de 7 ou plus, le code permet d'utiliser les valeurs médianes de ces paramètres. Dans le cas présent, étant donné que nous avons utilisé des ensembles de 10 séismes (présentés au Chapitre 4), nous avons considéré les valeurs médianes des paramètres de réponse. Notons tout de même que pour toutes les analyses, nous avons évalué les réponses avec les valeurs médianes, 84^e fractiles et maximales, et que celles-ci sont données dans les graphiques des résultats.

5.1 Analyses temporelles élastiques

Les analyses temporelles élastiques permettent d'évaluer la demande de force sur les connexions lorsque ces dernières sont non-ductiles et dimensionnées avec des efforts sismiques amplifiés par R_d égale à 1,5 (27.10 (b), CSA-S16). Avec ces analyses, nous avons évalué la demande de force sur la connexion en calculant le ratio P/P_{de} qui représente le rapport entre la force axiale maximale s'exerçant dans la connexion lors des analyses élastiques (P) et la capacité de la connexion (P_{de}), soit sa résistance pondérée amplifiée par le facteur de sur-résistance (R_o) de 1,3. Par conséquent, un rapport P/P_{de} de 1,0 signifie que la demande de force obtenue des analyses temporelles est identique à la capacité probable de la connexion non-ductile, égale à 1,3 fois (R_o) la force de design amplifiée par R_d de 1,5.

Amortissement

Lors de l'analyse des rapports P/P_{de} , il est important de garder à l'esprit que dans les modèles numériques un amortissement de type Rayleigh avec un taux d'amortissement de 3% imposé aux deux premiers modes de vibration a été utilisé. Cet amortissement est proportionnel à la matrice de masse et de rigidité initiale du système. Par contre, le spectre de design donné par le CNBC 2005, et utilisé pour le dimensionnement des bâtiments, a un taux d'amortissement modal de 5%. Dans ces conditions, on peut s'attendre à avoir des ratios P/P_{de} supérieurs à 1,0 puisque les connexions ont été dimensionnées avec des efforts (P_{de}) calculés avec un amortissement supérieur à celui utilisé dans les analyses temporelles élastiques qui ont servis à déterminer la demande de force (P).

Donc avant de débiter les analyses nous avons cherché à quantifier l'impact engendré par l'utilisation d'un amortissement de 3%. Nous avons donc mené une étude sur le bâtiment de 4 étages utilisé au Chapitre 3. Les propriétés modales de cette structure sont données au Tableau 5.1. Pour effectuer notre étude, nous avons choisi un tremblement de terre et nous avons procédé à 6 analyses dynamiques élastiques différentes.

Tableau 5.1 - Propriétés modales du bâtiment de 4 étages

Mode	Période (s)	% Masse modale
Mode 1	0.742	75.0%
Mode 2	0.318	17.0%
Mode 3	0.203	7.2%
Mode 4	0.174	0.1%

Le séisme choisie sera appelé V17. L'accélérogramme est montré à la Figure 5.1 et les spectres de cet accélérogramme calculés avec des amortissements de 3 et 5 % sont présentés à la Figure 5.2. Notons que les deux premières périodes de la structure étudiée y sont également montrées.

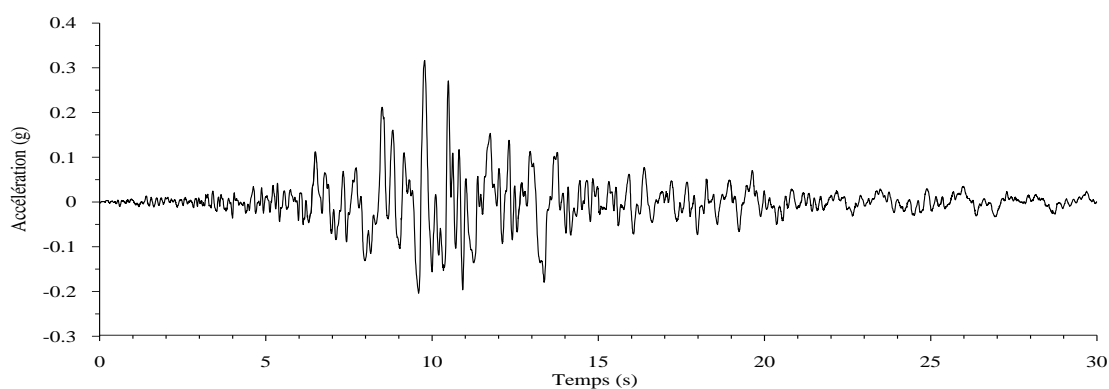


Figure 5.1 - Accélérogramme du séisme V17

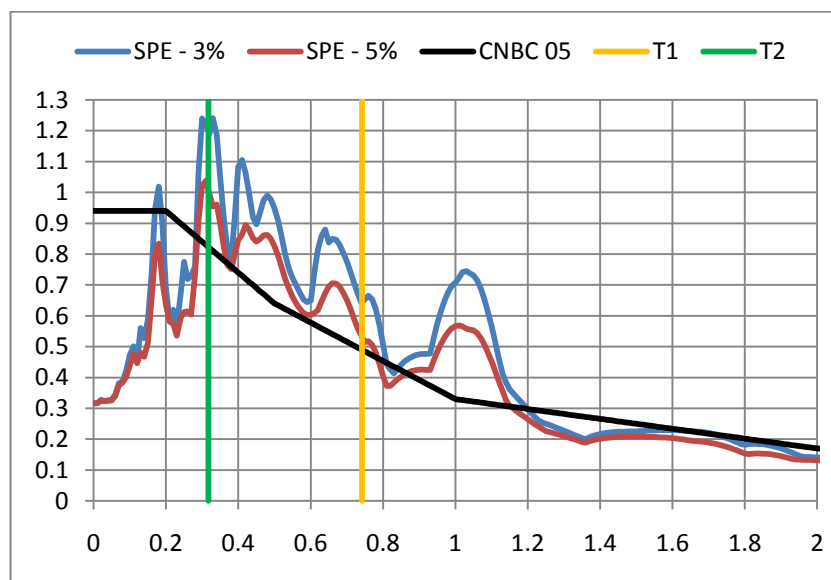


Figure 5.2 - Spectres du séisme V17

Les 6 analyses dynamiques élastiques ont été effectuées sans normalisation sur la force sismique latérale minimale. Les spectres et accélérogrammes n'ont pas été étalonnés. Les analyses effectuées sont :

- 1- CNB-5% : Analyse spectrale avec le spectre du CNBC 2005 et avec un amortissement constant de 5% dans tous les modes.
- 2- SPE-5% : Analyse spectrale avec le spectre de l'accélérogramme de l'enregistrement V17 et avec un amortissement constant de 5% dans tous les modes.
- 3- SPE-3% : Analyse spectrale avec le spectre de l'accélérogramme de l'enregistrement V17 et avec un amortissement constant de 3% dans tous les modes.
- 4- ACC-MOD-3% : Analyse temporelle modale avec l'accélérogramme de l'enregistrement V17 en considérant un amortissement constant de 3% dans tous les modes. Le pas de temps de l'analyse est de 0,0025 s.
- 5- ACC-MOD-R3% : Analyse temporelle modale avec l'accélérogramme de l'enregistrement V17 en considérant un amortissement de type Rayleigh avec un amortissement de 3% imposé dans les deux premier modes (voir Tableau 5.2 pour l'amortissement dans les autres modes). Le pas de temps de l'analyse est de 0,0025 s.
- 6- ACC-ID-3% : Analyse temporelle à intégration directe avec l'accélérogramme de l'enregistrement V17 en considérant un amortissement de type Rayleigh avec un amortissement de 3% imposé dans les deux premier modes (voir Tableau 5.2 pour l'amortissement dans les autres modes). La méthode d'intégration de Newmark-Beta, avec des facteurs γ et β qui valent respectivement 0,5 et 0,25, a été utilisée. Le pas de temps de l'analyse est de 0,0025 s.

Tableau 5.2 - Taux d'amortissement des 4 premiers modes (Amortissement de Rayleigh)

Modes	Périodes (s)	Amortissement (%)
1	0.742	3.0%
2	0.318	3.0%
3	0.203	3.9%
4	0.174	4.3%

Pour chacune de ces analyses, nous avons évalué la force maximale dans chacune des diagonales. Les résultats obtenus sont montrés au Tableau 5.3 et à la Figure 5.3.

Tableau 5.3 - Force maximale dans les diagonales (kN) suivant les 6 différentes analyses

Étage	CNB-5%	SPE-5%	SPE-3%	ACC-MOD-3%	ACC-MOD-R3%	ACC-ID-3%
1 ^{er}	4861	5313	6379	6221	6454	6256
2 ^e	3905	4262	5145	5111	5051	5064
3 ^e	3003	3212	3882	3929	3765	3890
4 ^e	1713	1899	2298	2760	2703	2751

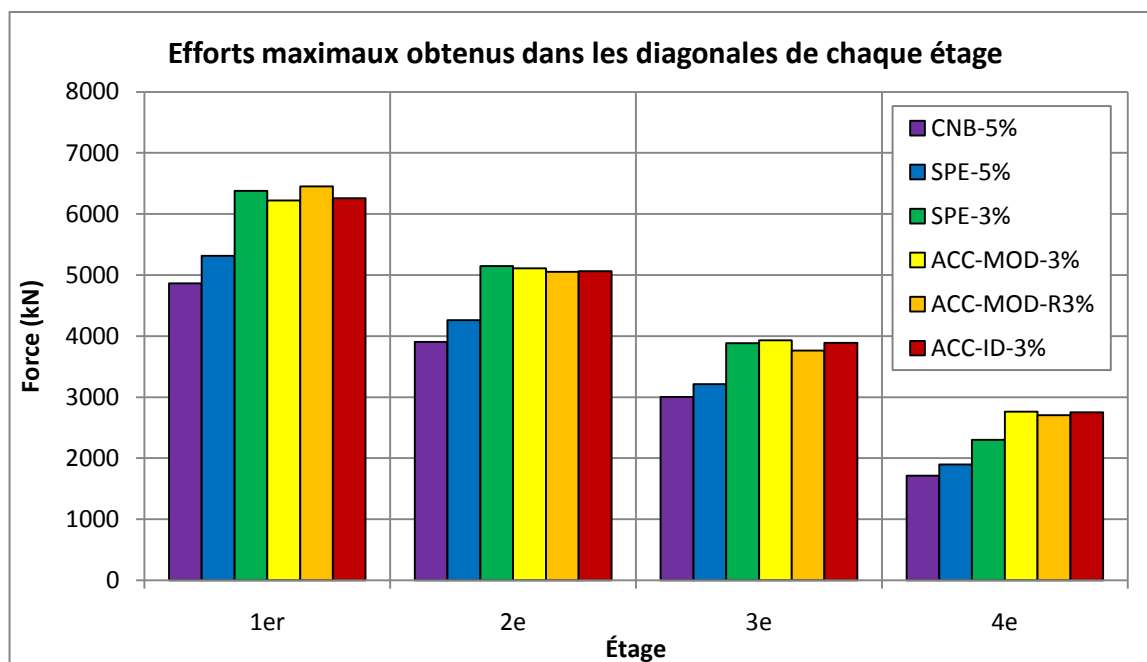


Figure 5.3 - Force maximale dans les diagonales (kN) suivant les 6 différentes analyses

Les historiques des forces dans les diagonales du 1^{er} et 4^e étage des analyses temporelles ACC-MOD-3%, ACC-MOD-R3% et ACC-ID-3% sont montrés à la Figure 5.4 et à la Figure 5.5, respectivement. Notons que les courbes sont superposées. L'écart entre ces trois types d'analyses est négligeable ce qui indique qu'il n'y a pas de différence significative entre les méthodes temporelles modale et à intégration directe, de même qu'entre l'amortissement constant et l'amortissement de Rayleigh utilisés.

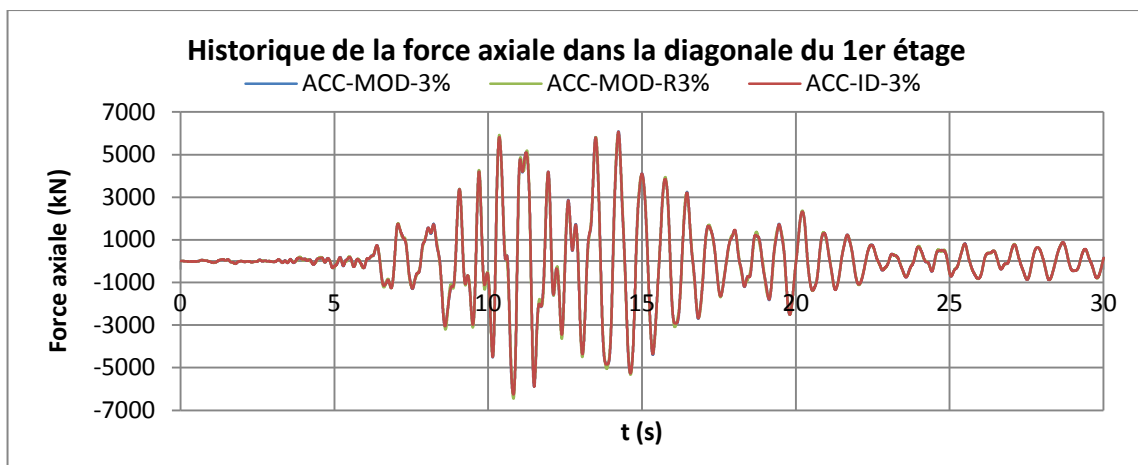


Figure 5.4 - Historique de la force axiale dans la diagonale du 1er étage

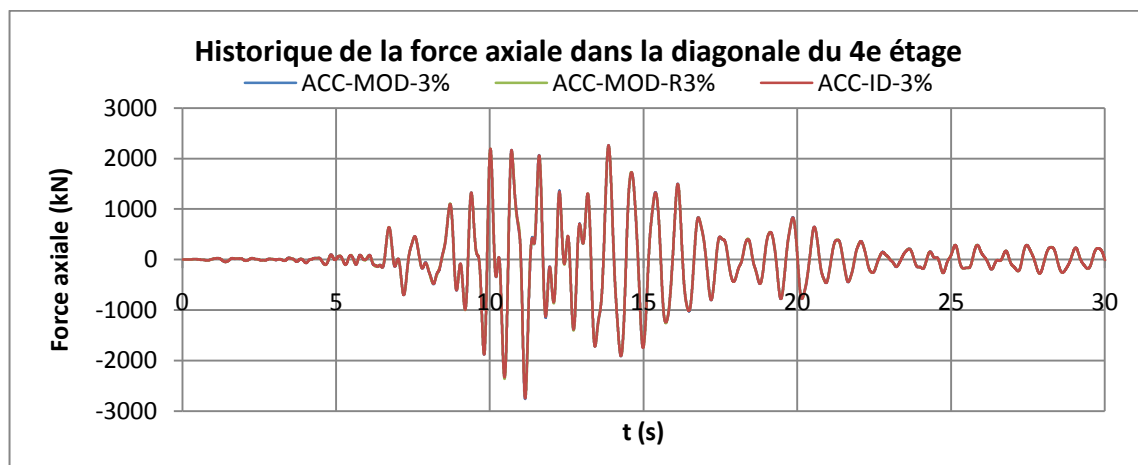


Figure 5.5 - Historique de la force axiale dans la diagonale du 4e étage

Pour les 3 analyses spectrales et pour l'analyse temporelle modale ACC-MOD-3%, le Tableau 5.4 montre les forces maximales des diagonales des étages 1 et 4 pour les 4 premiers modes. Pour les analyses spectrales, nous avons utilisé les forces maximales de chaque mode données dans SAP (dans SAP, multiplier la force maximale de chaque mode par le facteur U2Amp). Ces efforts ont été combinés manuellement avec la méthode de combinaison CQC et les résultats obtenus ont été comparés avec ceux obtenus de SAP (qui utilise la méthode CQC pour la combinaison modale lors de l'analyse spectrale). Pour l'analyse temporelle ACC-MOD-3%, nous avons déterminé à partir de l'historique des forces de chacun des modes, la force axiale maximale des 4 premiers modes et nous les avons combinées manuellement avec la méthode CQC. Le résultat obtenu a été comparé à celui donné de l'analyse temporelle modale de SAP (ACC-MOD-3%).

Tableau 5.4 - Forces maximales (kN) des diagonales du 1^{er} et 4^e étage dans les 4 premiers modes

	CNB-5%		SPE-5%		SPE-3%		ACC-MOD-3%	
	Étage 1	Étage 4	Étage 1	Étage 4	Étage 1	Étage 4	Étage 1	Étage 4
Mode 1	-4439.80	1566.09	-4818.31	1699.60	-5832.34	2057.29	5750.82	2028.55
Mode 2	-1707.95	-706.48	-2087.31	-863.40	-2484.23	-1027.58	2464.97	1019.61
Mode 3	-808.68	-0.79	-535.13	-0.52	-567.97	-0.55	552.31	0.54
Mode 4	-16.48	107.55	-14.24	92.94	-17.13	111.80	17.11	111.66
CQC	5077	1718	5469	1905	6566	2298	6478	2278
SAP	4861	1713	5313	1899	6379	2298	6221	2760

À la Figure 5.6 et à la Figure 5.7, nous avons tracé les historiques des forces des diagonales du 1^{er} et 4^e étage pour les modes 1 à 4 pour l'analyse temporelle modale ACC-MOD-3%.

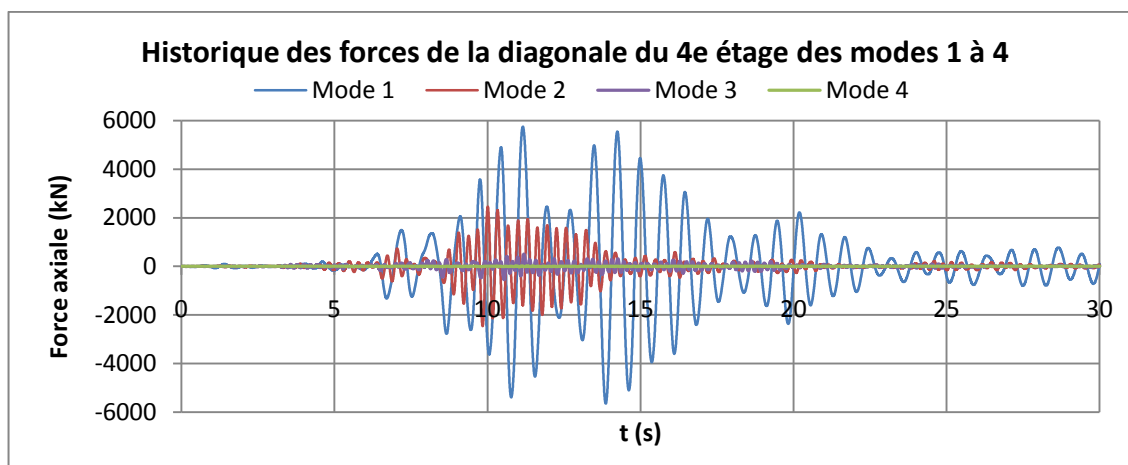


Figure 5.6 - Historique des forces axiales de la diagonale du 1^{er} étage pour les 4 premiers modes

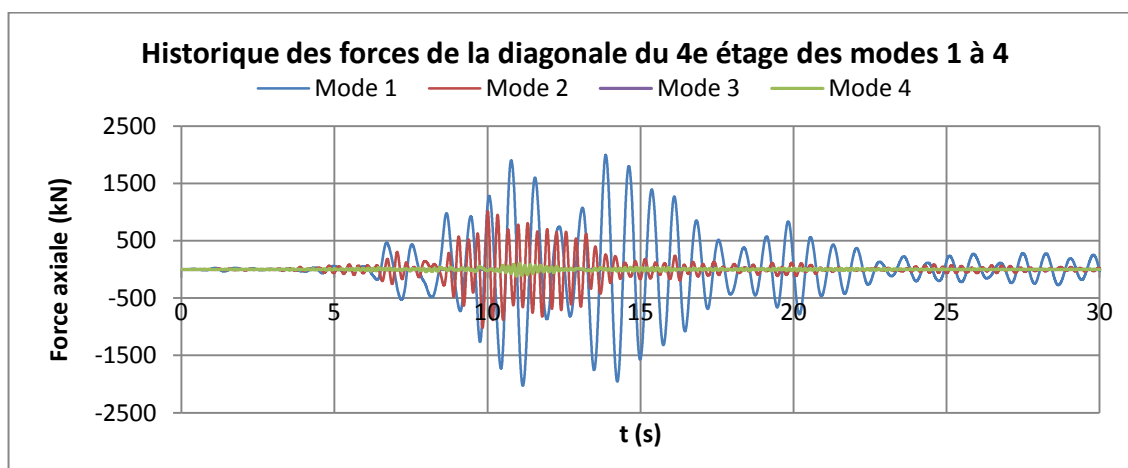


Figure 5.7 - Historique des forces axiales de la diagonale du 4^e étage pour les 4 premiers modes

Pour les diagonales du 1^{er} et 4^e étage, nous avons agrandi l'historique des forces pour observer ce qui se passe lorsque la force est maximale (Figure 5.8 et Figure 5.9). Les flèches montrent les instants où les forces des modes 1 et 2 sont maximales. La ligne verticale noire montre l'instant où la force de l'analyse temporelle modale est maximale. Au premier étage, la force du mode 1 est maximale à l'instant où la force du mode 2 est de signe opposé. La force maximale de l'analyse temporelle modale ne survient pas au même instant que celle des modes 1 et 2 (Figure 5.8). Au quatrième étage, l'instant où la force de l'analyse temporelle est maximale correspond approximativement à l'instant où la force du mode 1 est maximale. À cet instant, la force du mode 2 est elle aussi très importante et de même signe que celle du mode 1 (Figure 5.9).

Les ratios entre les résultats des différentes analyses effectuées sont résumés au Tableau 5.5.

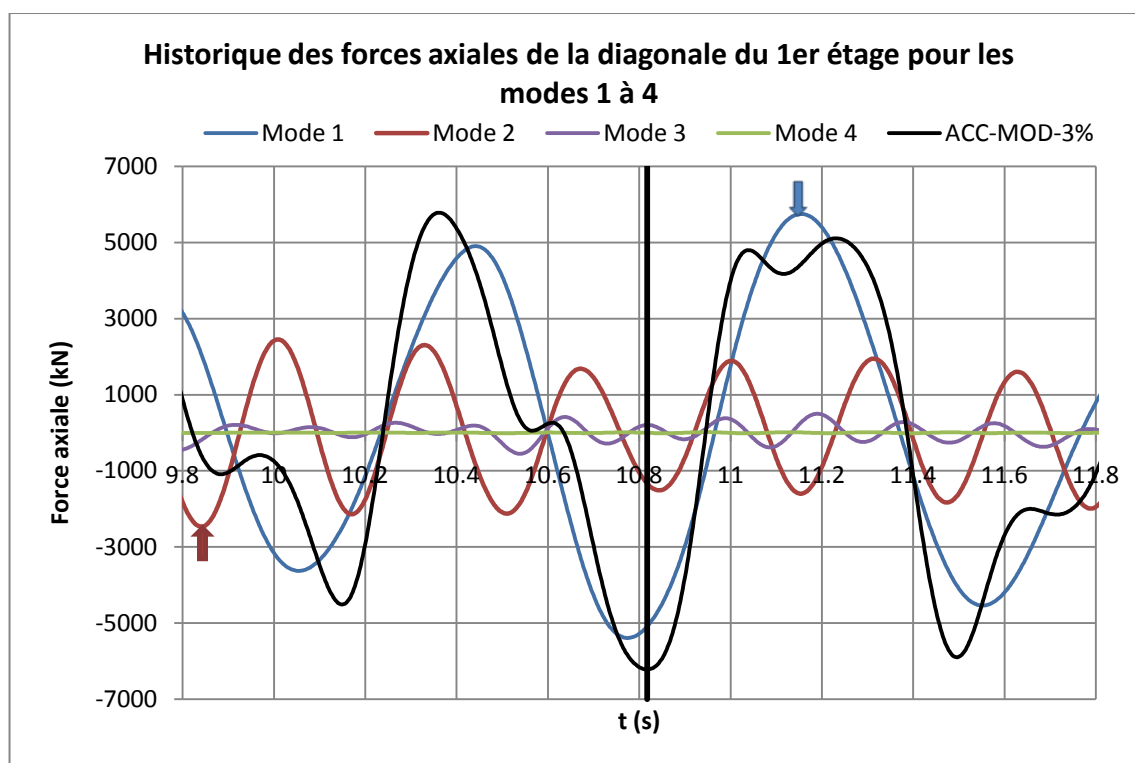


Figure 5.8 - Agrandi de l'historique des forces de la diagonale du 1^{er} étage pour 4 premiers modes

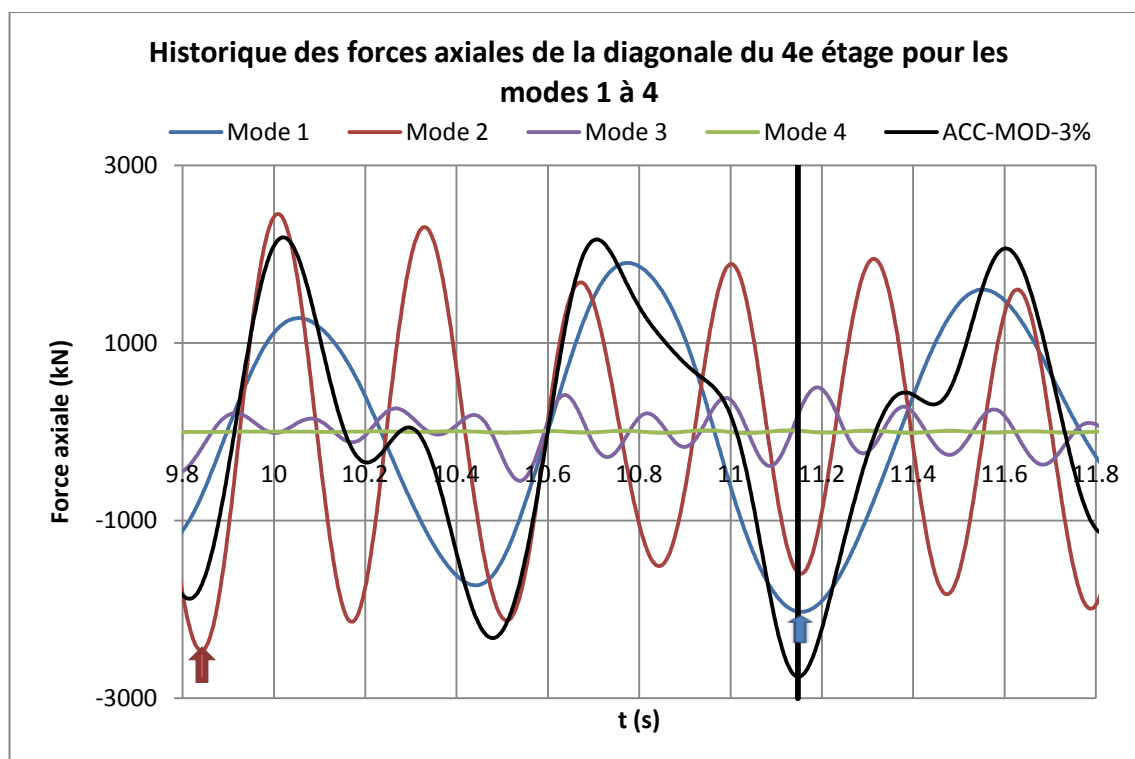


Figure 5.9 - Agrandi de l'historique des forces de la diagonale du 4^e étage pour 4 premiers modes

Tableau 5.5 - Écarts entre les différentes analyses effectuées

Étages	Écarts			
	SPE 3% / SPE 5%	ACC-ID-3% / ACC-MOD-3%	ACC-ID-3% / SPE 3%	ACC-ID 3% / SPE 5%
1er	1.20	1.01	0.98	1.18
2e	1.21	0.99	0.98	1.19
3e	1.21	0.99	1.00	1.21
4e	1.21	1.00	1.20	1.45

La première colonne du tableau montre l'écart entre les résultats obtenus des analyses avec les spectres de 3 et 5 % d'amortissement (SPE 3% VS SPE 5%). On remarque que dans ce cas, l'écart est d'environ 21%. Dans l'Eurocode 8 (ICAB (1998)), une valeur de 12 % d'écart est suggéré entre les spectres de 3 et 5 % ($\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = \sqrt{10/(5 + 3)} = 1,12$).

La deuxième colonne montre l'écart entre l'analyse temporelle modale et celle avec intégration directe (ACC-ID-3% VS ACC-MOD-3%). On voit que l'écart est toujours plus petit que 2%. Par conséquent, l'écart entre ces deux analyses a été jugé négligeable.

La troisième colonne montre l'écart entre l'analyse spectrale avec le spectre à 3% d'amortissement et l'analyse temporelle à intégration directe (ACC-ID-3% VS SPE-3%). On remarque que pour les étages 1, 2 et 3, l'écart est très faible ($\leq 2\%$), tandis qu'au quatrième étage, où la contribution des modes supérieurs est plus importante, l'analyse temporelle donne des réponses supérieures d'environ 20% à celles de l'analyse spectrale. La force maximale de l'analyse temporelle modale, obtenue par l'addition des historiques des forces de tous les modes, est supérieure à la force maximale spectrale. Dans notre cas, l'analyse spectrale sous-estime les efforts dans la diagonale du 4e étage étant donné que la force dans la diagonale est calculée en faisant la sommation des contributions modales obtenue avec la méthode CQC, méthode qui suppose que les efforts maximums n'arrivent pas en même temps alors que dans le cas présent, on observe, d'après la Figure 5.9, que la force maximale du premier mode survient à un instant où la force du deuxième mode est importante et de même signe. Donc, l'analyse spectrale sous-estime les efforts dans les diagonales lorsque la contribution des modes supérieurs est importante, comme c'est le cas ici à l'étage supérieur. Une solution conservatrice au problème serait d'utiliser la somme des valeurs de chaque mode, plutôt que la méthode CQC, pour les étages supérieurs. Dans notre cas, la somme des efforts serait de 3200 kN tandis que l'analyse temporelle donne un effort de 2760 kN.

Finalement la dernière colonne montre l'écart total qu'on observe entre l'analyse temporelle à intégration directe et l'analyse spectrale avec le spectre à 5% d'amortissement (ACC-ID-3% VS SPE-5%). Ces ratios donnent un aperçu des écarts attendus dans les rapports P/P_{de} puisque la force P_{de} est déterminé de l'analyse spectrale avec le spectre du CNBC 2005 et un amortissement de 5% tandis que la force P est déterminé des analyses temporelles avec intégration directe (ACC-ID-3%).

5.1.1 Bâtiments standards

Montréal

Pour les bâtiments standards de 2, 4, 6, 8 et 10 étages situés à Montréal, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de force pour l'ensemble de séismes synthétiques utilisés sont présentées à la Figure 5.10 et au Tableau 5.6.

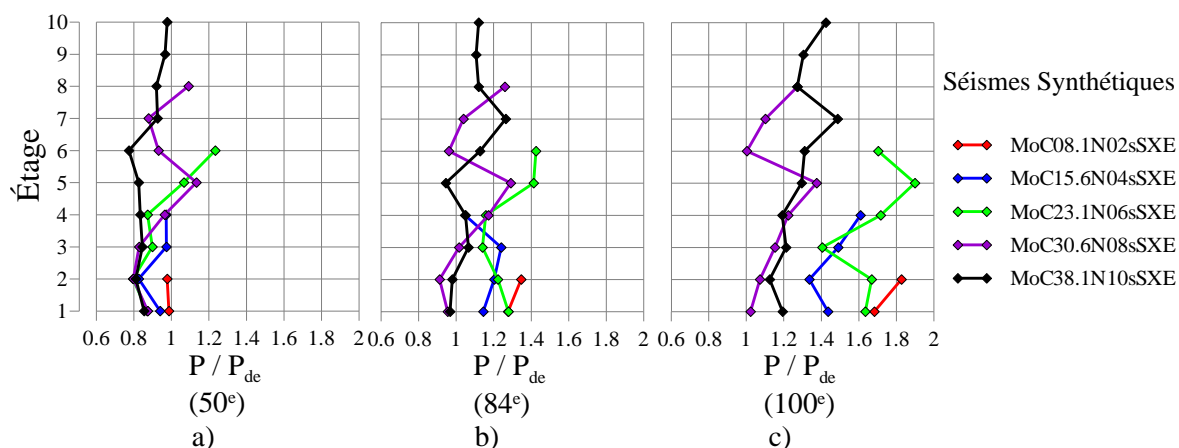


Figure 5.10 - Bâtiments standards à Montréal: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

Tableau 5.6 - Bâtiments standards à Montréal: Ratio P/P_{de} : a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages

MoC08.1N02sSXE- Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
2	0,98	1,35	1,83
1	0,99	1,28	1,68

a)

MoC15.6N04sSXE- Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
4	0,97	1,05	1,61
3	0,97	1,24	1,49
2	0,83	1,20	1,34
1	0,94	1,15	1,44

b)

MoC23.1N06sSXE- Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
6	1,23	1,43	1,70
5	1,07	1,41	1,90
4	0,87	1,16	1,72
3	0,90	1,14	1,41
2	0,80	1,22	1,67
1	0,87	1,28	1,63

c)

MoC30.6N08sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
8	1,09	1,26	1,27
7	0,88	1,04	1,10
6	0,93	0,96	1,00
5	1,13	1,29	1,38
4	0,97	1,17	1,22
3	0,83	1,02	1,15
2	0,80	0,91	1,07
1	0,87	0,96	1,02

d)

MoC38.1N10sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
10	0,98	1,12	1,43
9	0,97	1,11	1,31
8	0,92	1,12	1,27
7	0,93	1,26	1,49
6	0,77	1,13	1,31
5	0,83	0,95	1,30
4	0,83	1,05	1,19
3	0,85	1,07	1,21
2	0,81	0,98	1,13
1	0,86	0,97	1,19

e)

En observant les valeurs médianes des ratios P/P_{de} , on remarque que les connexions non-ductiles, dimensionnées avec des efforts sismiques amplifiés par R_d de 1,5, offrent un comportement satisfaisant pour les bâtiments de 2, 4 et 10 étages puisque leurs rapports P/P_{de} sont tous inférieurs à 1,0. Rappelons qu'un rapport P/P_{de} inférieur à 1,0 signifie que la capacité de la connexion est suffisante pour reprendre les efforts obtenus des analyses temporelles. Par contre, les bâtiments de 6 et 8 étages montrent des rapports supérieurs à 1,0, ce qui signifie que pour ces bâtiments, le recours à des connexions non-ductiles n'est pas sécuritaire. Ces dernières remarques s'inscrivent dans la philosophie adoptée par le code, à savoir que les bâtiments de type CC, situés à Montréal sur un site de catégorie C, ne peuvent excéder 15 m de hauteur (tableau 4.1.8.9, CNBC 2005). Afin que les connexions non-ductiles montrent un comportement sécuritaire pour les bâtiments standards de 8,1 à 38,1 m situés à Montréal, il est suggéré, que l'effort sismique utilisé pour la conception de la connexion soit amplifié par un facteur de 1,8, au lieu de 1,5.

Il est intéressant de noter que de façon générale, les rapports P/P_{de} sur la hauteur des bâtiments situés à Montréal sont presque tous inférieurs à 1,0 malgré le fait que les connexions aient été dimensionnées avec un spectre de réponse ayant un amortissement modale de 5% tandis que les modèles ont un amortissement de Rayleigh de 3% sur les 2 premiers modes. Pour expliquer ces facteurs inférieurs à 1,0, nous rappelons, au Tableau 5.7, les paramètres suivants : la force sismique latérale minimale (V_{MFSE}) déterminée avec la méthode de la force statique équivalente (MFSE); 80% de la force sismique latérale minimale ($0,8V_{MFSE}$); la force latérale équivalente élastique obtenue de l'analyse spectrale (V_e); la force latérale obtenue de l'analyse spectrale incluant R_d , R_o et I_E ($V_d = V_e \times I_E / R_d R_o$); la force sismique latérale utilisée pour le design ($V_{de} = \text{MAX} [0,8V_{MFSE} ; V_d]$); la période dynamique de la structure ($T_{a,dyn}$), la période correspondant à deux fois la période empirique ($2 \times T_{a,emp}$) et finalement le rapport V_d/V_{de} .

Tableau 5.7 - Bâtiments standards à Montréal : Rapport V_d/V_{de}

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0,8V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$T_{a,dyn}$ (s)	$2 \times T_{a,emp}$ (s)	V_d/V_{de}
MoC08.1N02sSXE	3943	3154	5346	2742	3154	0,52	0,41	0,87
MoC15.6N04sSXE	4120	3296	5192	2663	3296	0,97	0,78	0,81
MoC23.1N06sSXE	3546	2837	4582	2350	2837	1,65	1,16	0,83
MoC30.6N08sSXE	3817	3053	4131	2119	3053	2,38	1,53	0,69
MoC38.1N10sSXE	3612	2890	4237	2173	2890	3,20	1,91	0,75

On remarque que pour tous les bâtiments standards de Montréal, les rapports V_d/V_{de} sont inférieurs à 1,0. Cette situation arrive lorsque le dimensionnement est gouverné par la limite de $0,8V_{MFSE}$ imposée par le code. Dans ce cas, le bâtiment possède alors une « sur-résistance » puisqu'il a été dimensionné pour des efforts supérieurs à ceux obtenus de l'analyse spectrale. Étant donné que le niveau de sollicitation atteint par les analyses temporelles élastiques est près de celui obtenu de l'analyse spectrale, on s'attend à ce que les rapports P/P_{de} diminuent avec l'augmentation de la « sur-résistance ». C'est ce qui explique que les bâtiments situés à Montréal aient des ratios P/P_{de} inférieurs à 1,0, malgré le fait qu'un amortissement de 3% ait été utilisé dans les analyses élastiques alors que les bâtiments ont été dimensionnés avec un amortissement de 5%. La « sur-résistance » compense le déficit d'amortissement. Il est cependant important de noter que le rapport P/P_{de} n'est pas uniquement fonction de la « sur-résistance » du bâtiment puisque dans le cas présent, le bâtiment de 8 étages qui présente la plus grande « sur-résistance » a des rapports P/P_{de} qui dépassent parfois l'unité. Pour ce bâtiment, d'autres paramètres, comme la hauteur du bâtiment, influencent le rapport P/P_{de} .

De plus, on remarque que la répartition des rapports P/P_{de} n'est pas uniforme sur la hauteur du bâtiment. Cette fluctuation, parfois importante, nous montre que la répartition des charges sur la hauteur du bâtiment obtenue dans OpenSees est différente de celle approximée dans le CNBC 2005 lors du dimensionnement.

Vancouver

Pour les bâtiments standards de 2, 4, 6, 8 et 10 étages situés à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de force pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.11 et au Tableau 5.8.

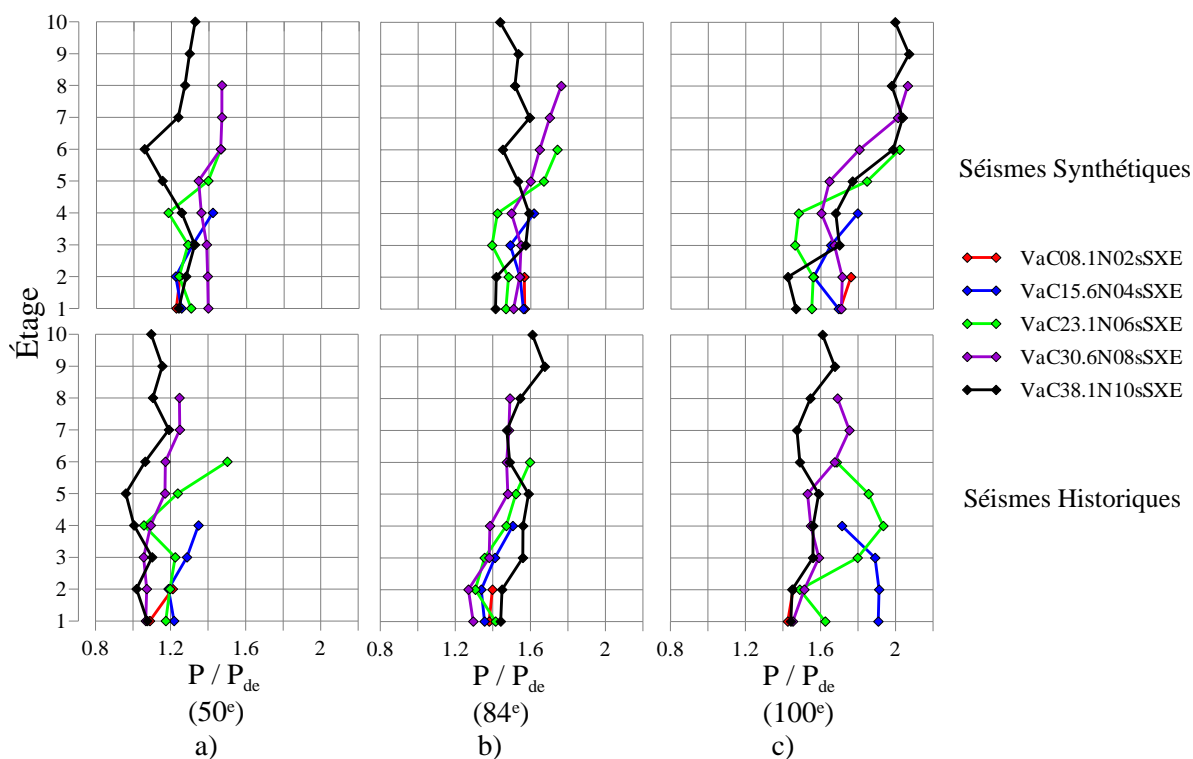


Figure 5.11 - Bâtiments standards à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

Tableau 5.8 - Bâtiments standards à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages

VaC08.1N02sSXE-Historiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
2	1,21	1,40	1,46
1	1,09	1,38	1,43

VaC08.1N02sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
2	1,25	1,57	1,76
1	1,23	1,57	1,70

a)

VaC15.6N04sSXE-Historiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
4	1,35	1,51	1,72
3	1,29	1,41	1,89
2	1,19	1,34	1,91
1	1,22	1,36	1,91

VaC15.6N04sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
4	1,42	1,62	1,80
3	1,31	1,49	1,65
2	1,22	1,54	1,56
1	1,25	1,56	1,70

b)

Tableau 5.8 (suite) - Bâtiments standards à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages

VaC23.1N06sSXE-Historiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
6	1,50	1,60	1,69
5	1,24	1,52	1,86
4	1,06	1,47	1,94
3	1,23	1,36	1,80
2	1,20	1,31	1,49
1	1,18	1,41	1,63

VaC23.1N06sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
6	1,46	1,74	2,02
5	1,40	1,67	1,85
4	1,18	1,42	1,48
3	1,29	1,39	1,46
2	1,24	1,48	1,56
1	1,31	1,47	1,55

c)

VaC30.6N08sSXE-Historiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
8	1,25	1,49	1,69
7	1,25	1,49	1,75
6	1,17	1,47	1,68
5	1,17	1,48	1,53
4	1,10	1,39	1,55
3	1,06	1,38	1,59
2	1,07	1,27	1,51
1	1,07	1,30	1,45

VaC30.6N08sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
8	1,47	1,76	2,06
7	1,47	1,70	2,01
6	1,46	1,65	1,81
5	1,35	1,60	1,65
4	1,36	1,50	1,60
3	1,39	1,55	1,67
2	1,39	1,54	1,72
1	1,40	1,51	1,71

d)

VaC38.1N10sSXE-Historiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
10	1,10	1,40	1,61
9	1,16	1,45	1,68
8	1,11	1,44	1,55
7	1,19	1,46	1,48
6	1,07	1,29	1,49
5	0,96	1,25	1,59
4	1,01	1,24	1,56
3	1,10	1,33	1,56
2	1,02	1,36	1,45
1	1,08	1,37	1,44

VaC38.1N10sSXE-Synthétiques			
Étages	P / P_{de}		
	50°	84°	100°
10	1,33	1,44	2,00
9	1,30	1,53	2,07
8	1,27	1,52	1,98
7	1,24	1,60	2,04
6	1,06	1,45	1,99
5	1,15	1,53	1,77
4	1,26	1,59	1,68
3	1,32	1,57	1,70
2	1,28	1,42	1,43
1	1,24	1,41	1,47

e)

Contrairement à ce que nous avons observé à Montréal, les bâtiments standards localisés à Vancouver ont des ratios P/P_{de} presque toujours supérieurs à 1,0. Nous supposons que ces ratios élevés sont dus à deux facteurs : premièrement, le fait d'avoir utilisé un amortissement de 3 % dans le modèle qui a servi à réaliser les analyses temporelles contre la valeur de 5 % utilisée lors de l'analyse spectrale qui a permis de déterminer la force de dimensionnement, et, deuxièmement, le fait d'avoir comparer les résultats d'une analyse spectrale à ceux d'une

analyse temporelle étant donné qu'il a été montré qu'à certains étages l'analyse temporelle donnait des résultats supérieurs à ceux de l'analyse spectrale.

Regardons maintenant, les ratios V_d/V_{de} pour les bâtiments de Vancouver (Tableau 5.9).

Tableau 5.9 - Bâtiments standards de Vancouver: Rapport V_d/V_{de}

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0.8 V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$T_{a,dyn}$ (s)	$2 \times T_{a,emp}$ (s)	V_d/V_{de}
VaC08.1N02sSXE	5341	4273	11142	5714	5714	0,43	0,41	1,00
VaC15.6N04sSXE	8912	7130	14513	7442	7442	0,73	0,78	1,00
VaC23.1N06sSXE	8292	6633	13703	7027	7027	1,21	1,16	1,00
VaC30.6N08sSXE	8948	7158	14229	7297	7297	1,71	1,53	1,00
VaC38.1N10sSXE	8485	6788	14316	7342	7342	2,31	1,91	1,00

Contrairement à Montréal, on remarque que pour tous les bâtiments standards de Vancouver, les ratios V_d/V_{de} sont tous égaux à 1,0. Cette situation arrive lorsque le dimensionnement est contrôlé par V_d . Dans le cas présent, les bâtiments de Vancouver ne présentent donc pas de « sur-résistance », ce qui explique que les rapports P/P_{de} soient plus élevés qu'à Montréal. Il n'y a plus de « sur-résistance » pour compenser le fait que les bâtiments aient été analysés avec un amortissement de 3% alors qu'ils ont été conçus pour un amortissement de 5%.

Étant donné que les bâtiments standards de Vancouver ne montrent pas de « sur-résistance », nous avons examiné la relation entre les rapports P/P_{de} et le nombre d'étages du bâtiment. Nous avons utilisé les résultats obtenus avec les séismes synthétiques car ce sont eux qui ont les spectres de réponse les plus près de celui du CNBC 2005 pour toutes les périodes des structures étudiées. Les résultats obtenus avec ces séismes montrent, sauf pour le bâtiment de 10 étages, que généralement plus le nombre d'étages augmente, plus la demande P/P_{de} est importante. On constate donc que la demande de force augmente avec la hauteur totale du bâtiment.

Notons que les rapports P/P_{de} sont presque tous supérieurs à 1,0, par conséquent, les connexions non-ductiles utilisées pour les bâtiments standards localisés à Vancouver ne sont pas sécuritaires et ne devraient pas être utilisées malgré le fait que pour des bâtiments situés à Vancouver, sur un site de catégorie C, le CNBC 2005 autorise le dimensionnement des structures de type CC de moins de 15m. Afin que les connexions non-ductiles montrent un comportement sécuritaire pour les bâtiments standards de 8,1 à 38,1 m situés à Vancouver, il est suggéré, que l'effort sismique utilisé pour la conception de la connexion soit amplifié par un facteur de 2,2, au lieu de 1,5.

De plus, comme c'était le cas à Montréal, on remarque que la répartition des rapports P/P_{de} n'est pas uniforme sur la hauteur du bâtiment. La fluctuation des résultats montre que la répartition des efforts sur la hauteur du bâtiment obtenue dans nos analyses OpenSees est différente de celle approximée dans le CNBC 2005 lors du dimensionnement.

En conclusion, nous pouvons dire que la série d'analyses élastiques effectuée sur les bâtiments standards de Montréal confirme la limite de 15 m donnée dans le CNBC 2005. Il a été démontré que l'utilisation de connexions non-ductiles pour des structures de plus de 4 étages (plus de 15.6 m) n'est pas une approche sécuritaire car ces connexions montrent des demandes de force plus grandes que les efforts pour lesquels elles ont été conçues (ratios de P/P_{de} plus élevé que 1,0). Par contre, pour la ville de Vancouver, tous les bâtiments standards modélisés avec les connexions non-ductiles ont montré des demandes de force sur les connexions plus importantes que la force de dimensionnement. Il va donc sans dire que les connexions non-ductiles dimensionnées avec un effort amplifié de 1,5 sont à proscrire pour les constructions situées à Vancouver. Afin que les connexions non-ductiles montrent un comportement sécuritaire pour les bâtiments standards de 8,1 à 38,1 m situés à Montréal, il est suggéré, que l'effort sismique utilisé pour la conception de la connexion soit amplifié par un facteur de 1,8, au lieu du 1,5 suggéré par le CNBC 2005, tandis que pour Vancouver, le facteur suggéré est de 2,2 (22% plus élevé).

Lors des analyses élastiques, nous avons conclu que la « sur-résistance » des bâtiments avait une grande influence sur le ratio P/P_{de} . Lorsque deux bâtiments sont similaires, même nombre d'étages et même conditions de site, celui qui aura une plus grande « sur-résistance » montrera un ratio P/P_{de} plus faible et donc un meilleur comportement. Nous avons également conclu que pour des bâtiments ayant une « sur-résistance » équivalente, la demande de force, évaluée par des analyses élastiques ayant le même niveau d'effort que celui du spectre de design, augmente généralement avec la hauteur du bâtiment.

Il faut également garder à l'esprit que les analyses temporelles ont été réalisées en utilisant un amortissement de 3% tandis que pour déterminer P_{de} , on utilise le spectre du CNBC 2005 qui lui utilise un amortissement de 5%, ce qui engendre des demandes de force plus élevées.

Comparaison des séismes synthétiques et historiques

Comparons à présent les demandes de force obtenues des ensembles de séismes historiques et synthétiques pour Vancouver, afin de voir quelle est l'influence d'utiliser l'un ou l'autre des deux ensembles. Le Tableau 5.10 résume les écarts entre les ratios P/P_{de} obtenus des séismes synthétiques et ceux obtenus des séismes historiques. De plus la Figure 5.12 montre les spectres médians des deux ensembles de séismes.

Tableau 5.10 - Bâtiments standards de Vancouver : $[(P/P_{de})_{\text{SYNTHÉTIQUES}} - (P/P_{de})_{\text{HISTORIQUES}}] / (P/P_{de})_{\text{HISTORIQUES}}$

Bâtiments Standards - Vancouver					
Étage	2 étages	4 étages	6 étages	8 étages	10 étages
10e					21%
9e					12%
8e				18%	15%
7e				17%	4%
6e			-3%	25%	-1%
5e			13%	15%	20%
4e		5%	12%	24%	25%
3e		2%	5%	31%	20%
2e	3%	3%	4%	30%	26%
1er	13%	3%	11%	31%	15%
Moyenne	8%	3%	7%	24%	16%

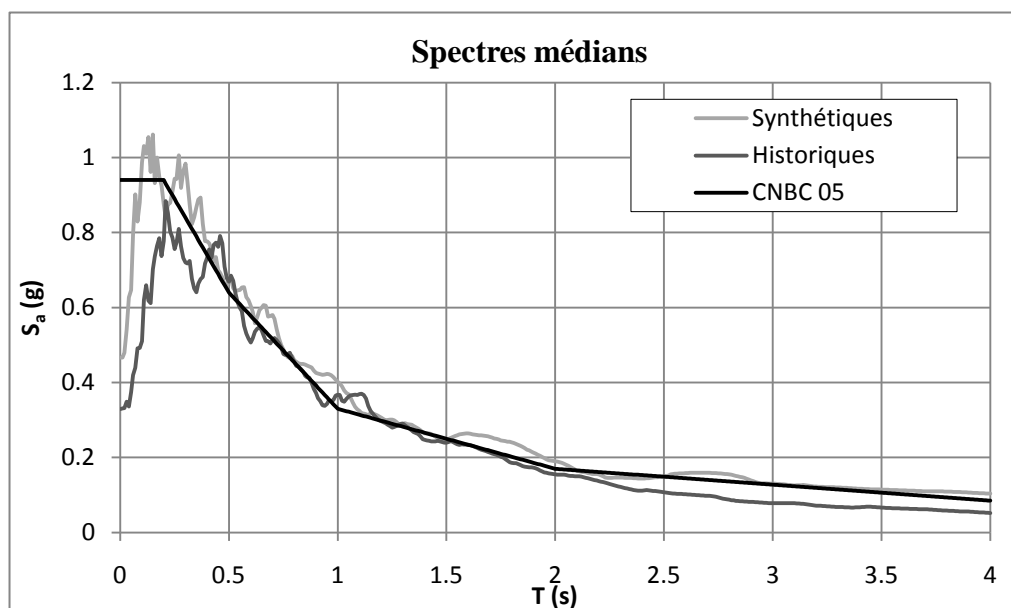


Figure 5.12 - Spectres médians des ensembles des accélérogrammes synthétiques et historiques

En général, on remarque que l'ensemble de séismes synthétiques donnent des résultats moyens supérieurs comparativement aux résultats des séismes historiques (8%, 3%, 7%, 24% et 16%). Cette tendance va de paire avec la Figure 5.12 qui montre que le spectre médian des accélérogrammes synthétiques est presque toujours supérieur à celui des historiques.

De plus, on remarque que plus les bâtiments sont élevés, plus l'écart entre les résultats des synthétiques et des historiques est important : il atteint 24% et 16% pour les bâtiments de 8 et 10 étages. On peut expliquer ces résultats par le fait que l'écart entre les spectres médians des séismes historiques et des synthétiques est plus important pour les périodes supérieures à 1,5 s (Figure 5.12). Par conséquent, lorsque la période de la structure est supérieure à 1,5 s, comme c'est le cas ici pour les bâtiments de 8 et 10 étages, on obtiendra des demandes de force plus importantes avec les synthétiques qu'avec les historiques.

Ces observations confirment les remarques faites aux chapitres 2 et 3, à savoir que pour des structures ayant des périodes près ou supérieures à 2,0 s, les séismes synthétiques risquent de donner des résultats supérieurs à ceux des historiques. En fait, il faut comprendre que les séismes synthétiques ont été générés pour être compatible avec le spectre cible et ils ont donc des spectres de réponse naturellement plus près de celui-ci pour toutes les périodes, mêmes celles supérieures à 2,0 s (Figure 5.12). Il était donc attendu, lors des analyses temporelles élastiques, que les séismes synthétiques donneraient des résultats supérieurs à ceux obtenus avec les séismes historiques.

5.1.2 Site de Catégorie E

Pour les bâtiments standards et pour les bâtiments situés sur un site de catégorie E de 4 et 8 étages localisés à Montréal et à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de force pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.13 et à la Figure 5.14. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.11. Finalement, le Tableau 5.12 montre les pourcentages d'écart des demandes de force (P/P_{de}) obtenues pour les bâtiments situés sur un site de catégorie E par rapport à celles obtenues avec les bâtiments situés sur un site de catégorie C.

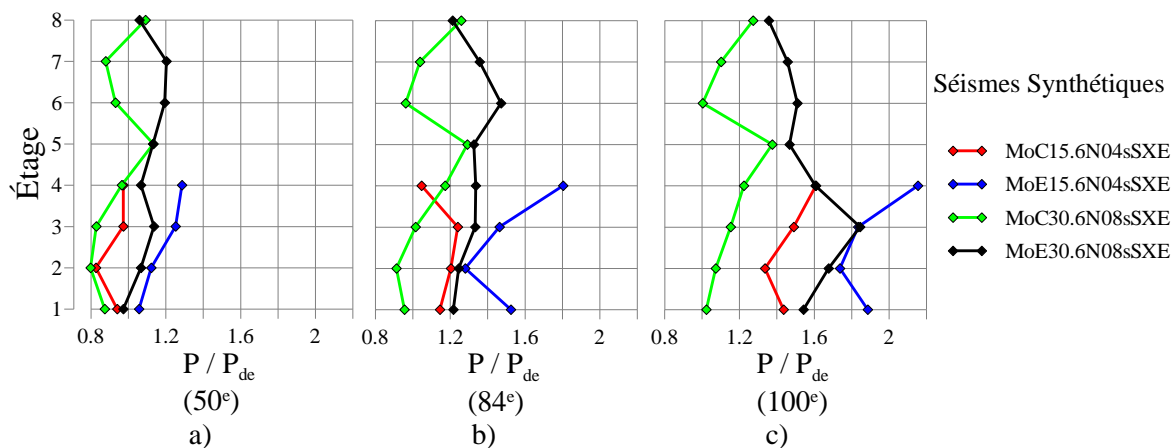


Figure 5.13 - Montréal sites de catégorie C et E: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)

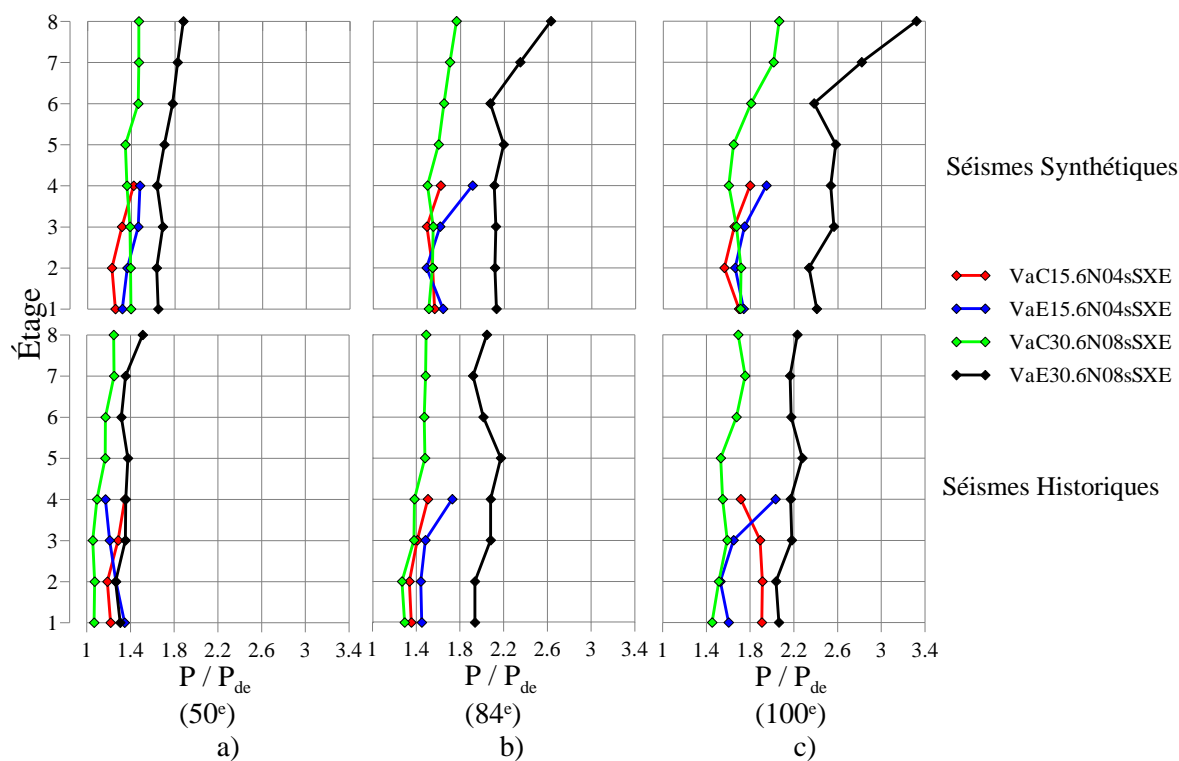


Figure 5.14 - Vancouver sites de catégorie C et E: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)

Tableau 5.11 - Sites de catégorie C et E: Valeurs médianes des ratios P/P_{de}

	Montréal -Synthétique				Vancouver -Synthétique				Vancouver - Historique			
	N04s Site C	N04s Site E	N08s Site C	N08s Site E	N04s Site C	N04s Site E	N08s Site C	N08s Site E	N04s Site C	N04s Site E	N08s Site C	N08s Site E
8e			1,09	1,06			1,47	1,88			1,25	1,51
7e			0,88	1,20			1,47	1,82			1,25	1,36
6e			0,93	1,20			1,46	1,78			1,17	1,32
5e			1,13	1,13			1,35	1,70			1,17	1,38
4e	0,97	1,29	0,97	1,07	1,42	1,48	1,36	1,64	1,35	1,17	1,10	1,36
3e	0,97	1,25	0,83	1,14	1,31	1,46	1,39	1,69	1,29	1,21	1,06	1,36
2e	0,83	1,12	0,80	1,07	1,22	1,36	1,39	1,63	1,19	1,27	1,07	1,27
1er	0,94	1,06	0,87	0,97	1,25	1,32	1,40	1,65	1,22	1,35	1,07	1,31

Tableau 5.12 - Sites de catégorie C et E: Pourcentage d'écart, $[(P/P_{de})_{SITE\ E} - (P/P_{de})_{SITE\ C}] / (P/P_{de})_{SITE\ C}$

Sites de catégorie C et E						
Étage	Montréal synthétiques		Vancouver Synthétiques		Vancouver Historiques	
	N04s	N08s	N04s	N08s	N04s	N08s
8e		-3%		28%		21%
7e		37%		24%		8%
6e		28%		21%		12%
5e		0%		27%		18%
4e	32%	11%	4%	20%	-13%	24%
3e	29%	37%	11%	22%	-6%	28%
2e	36%	34%	11%	17%	7%	18%
1er	12%	11%	5%	18%	11%	22%
Moyenne	27%	19%	8%	22%	0%	19%

Afin de faciliter les explications, nous présentons au Tableau 5.13 les rapports V_d/V_{de} .

Tableau 5.13 - Sites de catégorie C et E: Comparaison des ratios V_d/V_{de}

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0,8 V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$T_{a,dyn}$ (s)	$2 \times T_{a,emp}$ (s)	V_d/V_{de}
MoC15.6N04sSXE	4120	3296	5192	2663	3296	0,97	0,78	0,81
MoE15.6N04sSXE	9313	7451	15093	7740	7740	0,72	0,78	1,00
MoC30.6N08sSXE	3817	3053	4131	2119	3053	2,38	1,53	0,69
MoE30.6N08sSXE	7863	6290	10799	5538	6290	1,98	1,53	0,88
VaC15.6N04sSXE	8912	7130	14513	7442	7442	0,73	0,78	1,00
VaE15.6N04sSXE	10602	8481	23214	11905	11905	0,61	0,78	1,00
VaC30.6N08sSXE	8948	7158	14229	7297	7297	1,71	1,53	1,00
VaE30.6N08sSXE	19788	15830	29988	15378	15830	1,22	1,53	0,97

De façon générale, autant pour les bâtiments de Montréal et Vancouver, on remarque que les structures situées sur un site de catégorie E ont des demandes de force plus grandes que 1,0. Cela signifie que pour un site de catégorie E, les connexions non-ductiles sont à proscrire. Pour les bâtiments standards de Montréal de 15,6 et 30,6 m, situés sur un site de catégorie E, les connexions non-ductiles devraient être dimensionnées avec un effort sismique amplifié de 1,9 pour montrer des demandes de forces P/P_{de} inférieures à l'unité, tandis qu'à Vancouver, l'amplification devrait être de 2,2 pour le bâtiment de 15,6 m et de 2,8 pour le bâtiment de 30,6 m.

Les bâtiments de 4 et 8 étages à Montréal et à Vancouver situés sur un site de catégorie E montrent des demandes de forces médianes plus élevées que ceux situés sur un site de catégorie C (27%, 19%, 8%, 22%, 0% et 19%). En effet, les bâtiments localisés sur un site de catégorie E sont dimensionnés pour des efforts sismiques plus importants dû au spectre de design plus strict ce qui conduit à des structures plus rigides et donc avec de plus petites périodes. Par conséquent, il est attendu que ces structures montrent des demandes de forces plus élevées, surtout que la majorité d'entre elles ont des facteurs V_d/V_{de} égaux à 1,0 ce qui signifie qu'elles n'auront pas de « sur-résistance » comme dans les autres cas ($V_d/V_{de} < 1,0$).

En bref, les bâtiments localisés sur un site de catégorie E montrent des demandes de force (P/P_{de}) plus grandes que celles des bâtiments localisés sur un site de catégorie C. Par ailleurs, nous pouvons conclure que les connexions non-ductiles sont à proscrire pour toutes les structures étudiées qui sont localisées sur un site de catégorie E. Afin que les connexions non-ductiles montrent un comportement sécuritaire pour les bâtiments 15,6 et 30,6 m situés à

Montréal sur un site de catégorie E, il est suggéré, que l'effort sismique utilisé pour la conception de la connexion soit amplifié par un facteur de 1,9, au lieu du 1,5 suggéré par le CNBC 2005, tandis que pour Vancouver, le facteur suggéré est de 2,2 pour le bâtiment de 15,6 m et de 2,8 pour le bâtiment de 30,6 m (16% et 47% plus élevé que pour Montréal).

5.1.3 Chevrons

Pour les bâtiments standards et pour les bâtiments avec des chevrons de 4 et 8 étages situés à Montréal et à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de force pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.15 et à la Figure 5.16. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.14. Finalement, le Tableau 5.15 montre les pourcentages d'écart entre les ratios des demandes de force (P/P_{de}) obtenues pour les bâtiments avec des contreventements de type Split-X (SX) et ceux obtenus avec les bâtiments de type chevron (CV).

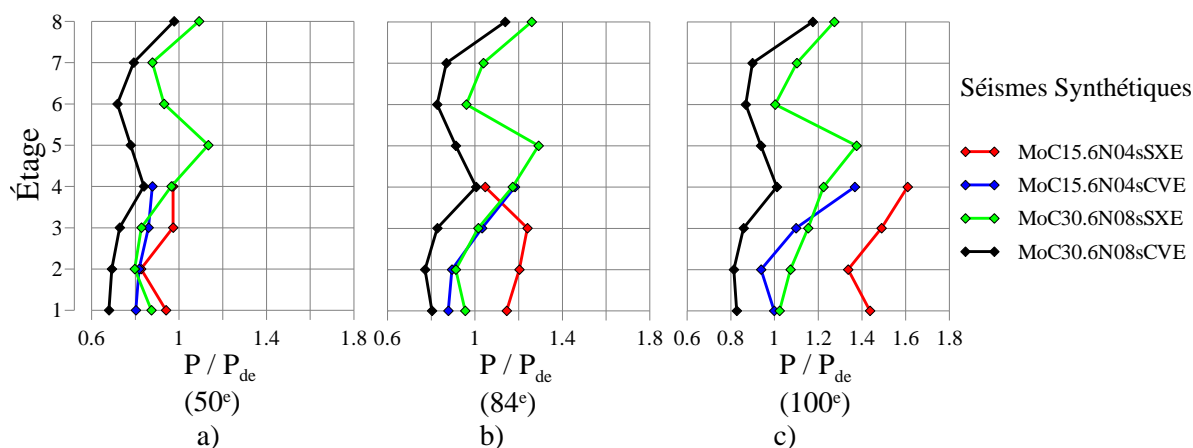


Figure 5.15 - Split-X et Chevron à Montréal: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50^e); b) 84^e fractile; c) Maximum (100^e)

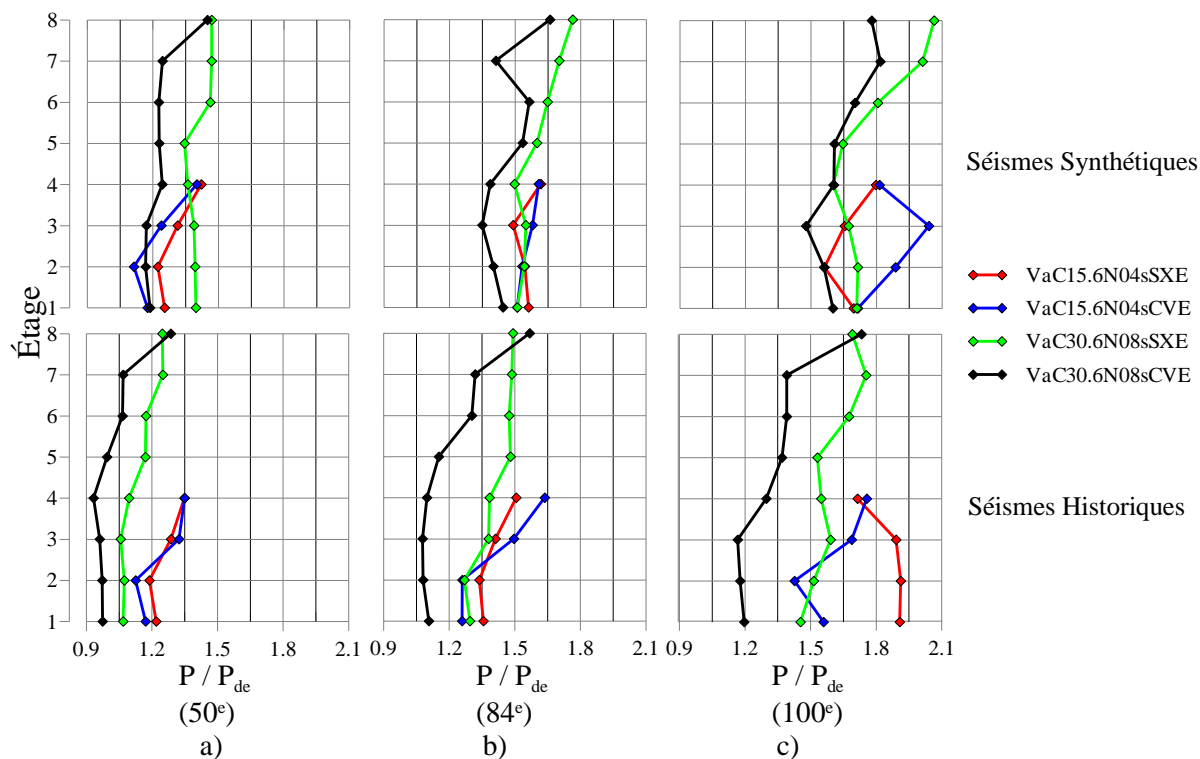


Figure 5.16 - Split-X et Chevron à Vancouver: Ratio P/P_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)

Tableau 5.14 - Split-X et Chevron: Valeurs médianes des Ratios P/P_{de}

	Montréal -Synthétique				Vancouver -Synthétique				Vancouver - Historique			
	N04s SX	N04s CV	N08s SX	N08s CV	N04s SX	N04s CV	N08s SX	N08s CV	N04s SX	N04s CV	N08s SX	N08s CV
8e			1,09	0,98			1,47	1,45			1,25	1,29
7e			0,88	0,79			1,47	1,24			1,25	1,07
6e			0,93	0,72			1,46	1,23			1,17	1,07
5e			1,13	0,78			1,35	1,23			1,17	1,00
4e	0,97	0,88	0,97	0,84	1,42	1,40	1,36	1,24	1,35	1,35	1,10	0,93
3e	0,97	0,86	0,83	0,73	1,31	1,24	1,39	1,17	1,29	1,32	1,06	0,96
2e	0,83	0,82	0,80	0,69	1,22	1,11	1,39	1,17	1,19	1,13	1,07	0,97
1er	0,94	0,80	0,87	0,68	1,25	1,18	1,40	1,19	1,22	1,17	1,07	0,97

Tableau 5.15 - Split-X et Chevron: Ratios : $[(P/P_{de})_{SPLIT-X} - (P/P_{de})_{CHEVRON}] / (P/P_{de})_{SPLIT-X}$

Split-X - Chevron						
	Montréal synthétiques		Vancouver Synthétiques		Vancouver Historiques	
Étage	4 étages	8 étages	4 étages	8 étages	4 étages	8 étages
8e		10%		1%		-3%
7e		10%		15%		15%
6e		23%		16%		9%
5e		31%		9%		15%
4e	10%	13%	1%	9%	0%	15%
3e	12%	12%	6%	16%	-3%	9%
2e	1%	13%	9%	16%	5%	9%
1er	15%	22%	6%	15%	4%	9%
Moyenne	9%	17%	6%	12%	2%	10%

De façon générale, on remarque que les split-X donnent des demandes P/P_{de} supérieures à celle obtenues avec les chevrons. Pour les bâtiments de 4 étages, les split-X donnent des résultats moyens de 2 à 9% plus élevés que les chevrons, tandis que pour les 8 étages, c'est de 10 à 17% plus élevés. Afin de mieux comprendre ce phénomène, le Tableau 5.16 montre les rapports V_d/V_{de} de ces bâtiments.

Tableau 5.16 - Split-X et Chevron: Comparaison des ratios V_d/V_{de}

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0,8 V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$T_{a,dyn}$ (s)	$2 \times T_{a,emp}$ (s)	V_d/V_{de}
MoC15.6N04sSXE	4120	3296	5192	2663	3296	0,97	0,78	0,81
MoC15.6N04sCVE	4120	3296	4310	2210	3296	1,10	0,78	0,67
MoC30.6N08sSXE	3817	3053	4131	2119	3053	2,38	1,53	0,69
MoC30.6N08sCVE	3817	3053	3365	1725	3053	2,47	1,53	0,57
VaC15.6N04sSXE	8912	7130	14513	7442	7442	0,73	0,78	1,00
VaC15.6N04sCVE	8323	6658	12328	6322	6658	0,87	0,78	0,95
VaC30.6N08sSXE	8948	7158	14229	7297	7297	1,71	1,53	1,00
VaC30.6N08sCVE	8948	7158	12450	6384	7158	1,82	1,53	0,89

Dans ce tableau, on remarque que les rapports V_d/V_{de} des chevrons sont tous plus petits que ceux pour les split-X. Un rapport plus petit indique que le bâtiment possède une plus grande « sur-résistance » et donc un ratio P/P_{de} généralement plus faible. Par conséquent, avec les résultats de P/P_{de} obtenus, on peut affirmer que les bâtiments ayant des contreventements de type chevron présentent un avantage parce qu'ils montrent davantage de « sur-résistance » et donc des demandes de force plus petites. De plus, nous constatons que les bâtiments chevrons ont presque toujours leur demande de force maximale à l'étage supérieur et qu'elle est

relativement plus élevée que celle de l'étage inférieur, tendance qui n'est pas observée pour les split-X.

En bref, on remarque que le système de contreventement utilisé n'influence pas directement la demande de force, c'est plutôt les règles de dimensionnement du CNBC 2005 qui viennent influencer les efforts de design et par la même occasion la « sur-résistance » des bâtiments. Un autre aspect important à considérer est la modélisation des éléments et des connexions, car la rigidité attribuée à chacun de ces éléments vient influencer la période de la structure et donc le niveau de « sur-résistance » de celle-ci. Par conséquent, dans les conditions présentées ci-haut, les chevrons sont à privilégier, car, dans notre cas, les chevrons ont une plus grande « sur-résistance » et, par conséquent, montrent des demandes de force plus faibles. Il serait toutefois intéressant d'étendre l'étude à un nombre plus vaste de bâtiments afin de voir si dans tous les cas les chevrons montreraient une plus grande « sur-résistance ».

5.1.4 Hauteur d'étages

Pour les bâtiments de type chevron de 3, 4 et 5 étages de 15,6 m de hauteur localisés à Montréal et à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de force pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.17 et à la Figure 5.18. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.17. Finalement, le Tableau 5.18 montre les pourcentages d'écart moyens des demandes de force (P/P_{de}) obtenues pour les bâtiments de 3 et 5 étages par rapport à celles obtenues avec le bâtiment de 4 étages. Notons que les pourcentages négatifs signifient que le bâtiment de 3 ou 5 étages a une demande de force plus faible que son homologue de 4 étages.

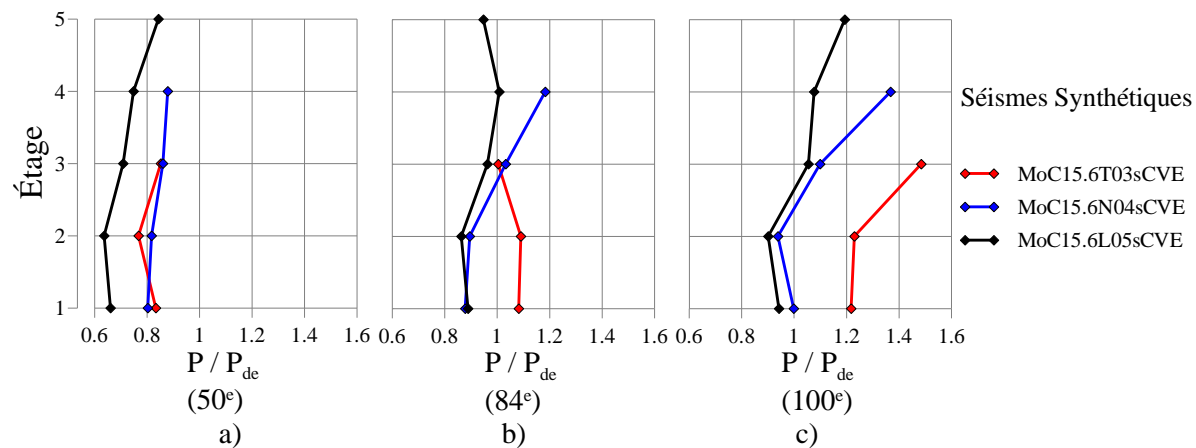


Figure 5.17 - Montréal hauteur d'étages: Ratio V_d/V_{de} : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

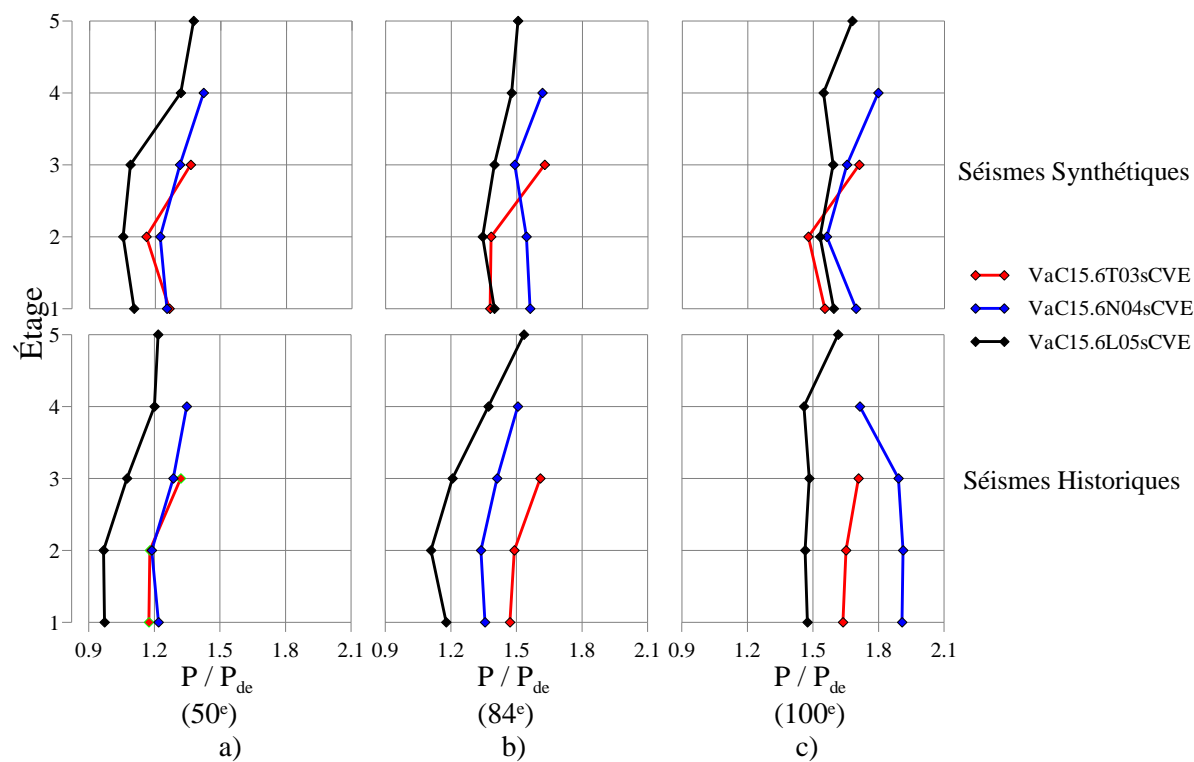


Figure 5.18 - Vancouver hauteur d'étages: Ratio V_d/V_{de} : a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)

Tableau 5.17 - Hauteur d'étages: Valeurs médianes de ratios V_d/V_{de}

Hauteur d'étages									
Étages	Montréal - Synthétique			Vancouver - Synthétique			Vancouver - Historique		
	N04s	T03s	L05s	N04s	T03s	L05s	N04s	T03s	L05s
5e			0,84			1,38			1,22
4e	0,88		0,75	1,40		1,32	1,35		1,20
3e	0,86	0,85	0,71	1,24	1,36	1,09	1,32	1,32	1,08
2e	0,82	0,77	0,64	1,11	1,16	1,05	1,13	1,18	0,97
1er	0,80	0,83	0,66	1,18	1,27	1,10	1,17	1,18	0,97
Moyenne	0,84	0,82	0,72	1,23	1,26	1,19	1,24	1,23	1,09

Tableau 5.18 - Hauteur d'étages: Pourcentage d'écart, $[(P/P_{de})_3 \text{ ou } 5 \text{ étages} - (P/P_{de})_4 \text{ étages}] / (P/P_{de})_4$ étages

	Montréal - Synthétique		Vancouver - Synthétique		Vancouver - Historique	
	T03s	L05s	T03s	L05s	T03s	L05s
Moyenne	-3%	-14%	2%	-4%	-1%	-13%

Afin de faciliter les explications, nous présentons au Tableau 5.19 les rapports V_d/V_{de} .

Tableau 5.19 - Hauteur d'étages: Comparaison des ratios V_d/V_{de}

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0,8 V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$T_{a,dyn}$ (s)	$2 \times T_{a,emp}$ (s)	V_d/V_{de}
MoC15.6N04sCVE	4120	3296	4310	2210	3296	1,10	0,78	0,67
MoC15.6T03sCVE	3136	2509	3561	1826	2509	1,01	0,78	0,73
MoC15.6L05sCVE	5097	4078	4797	2460	4078	1,23	0,78	0,60
VaC15.6N04sCVE	8323	6658	12328	6322	6658	0,87	0,78	0,95
VaC15.6T03sCVE	6354	5083	10985	5634	5634	0,77	0,78	1,00
VaC15.6L05sCVE	10323	8258	13702	7027	8258	0,93	0,78	0,85

Pour ce qui est des bâtiments de 3 ou 4 étages, les demandes de force déterminées sont très similaires, variation de -3% à +2%. Pour le bâtiment de 5 étages, on remarque que le fait d'avoir diminué la hauteur d'étage a eu pour effet de réduire la demande de force plus significativement (-14%, -4% et -13%). Cette réduction est due au fait que les 2 bâtiments de 5 étages (Montréal et Vancouver) ont une « sur-résistance » plus importante que les autres bâtiments puisque leurs rapports V_d/V_{de} sont inférieurs à ceux des autres bâtiments : 0,60 contre 0,67 et 0,73 à Montréal ainsi que 0,85 contre 0,95 et 1,00 à Vancouver. De plus, on remarque que la plupart du temps, les chevrons montrent des demandes de force plus élevées à l'étage supérieur, comme nous avons constaté lors de l'étude des chevrons (section 5.1.3).

En guise de conclusion, la hauteur d'étages d'un bâtiment n'a pas beaucoup d'influence sur les demandes de force obtenues des analyses temporelles élastiques, c'est plutôt la hauteur totale du bâtiment et le niveau de « sur-résistance » qui prédominent. Pour le cas présent, on constate qu'il est avantageux d'utiliser le bâtiment de 5 étages de faible hauteur car celui-ci permet d'obtenir une plus grande « sur-résistance » et donc des demandes de force plus faibles.

5.1.5 Cadre de contreventements intérieur

Pour les bâtiments standards et pour les bâtiments avec des cadres de contreventements situés à l'intérieur de 4 et 8 étages, localisés à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de force pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.19. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.20. Finalement, le Tableau 5.21 montre les pourcentages d'écart des demandes de force (P/P_{de}) obtenues pour les bâtiments avec des cadres intérieurs par rapport à celles obtenues avec les bâtiments ayant des cadres extérieurs.

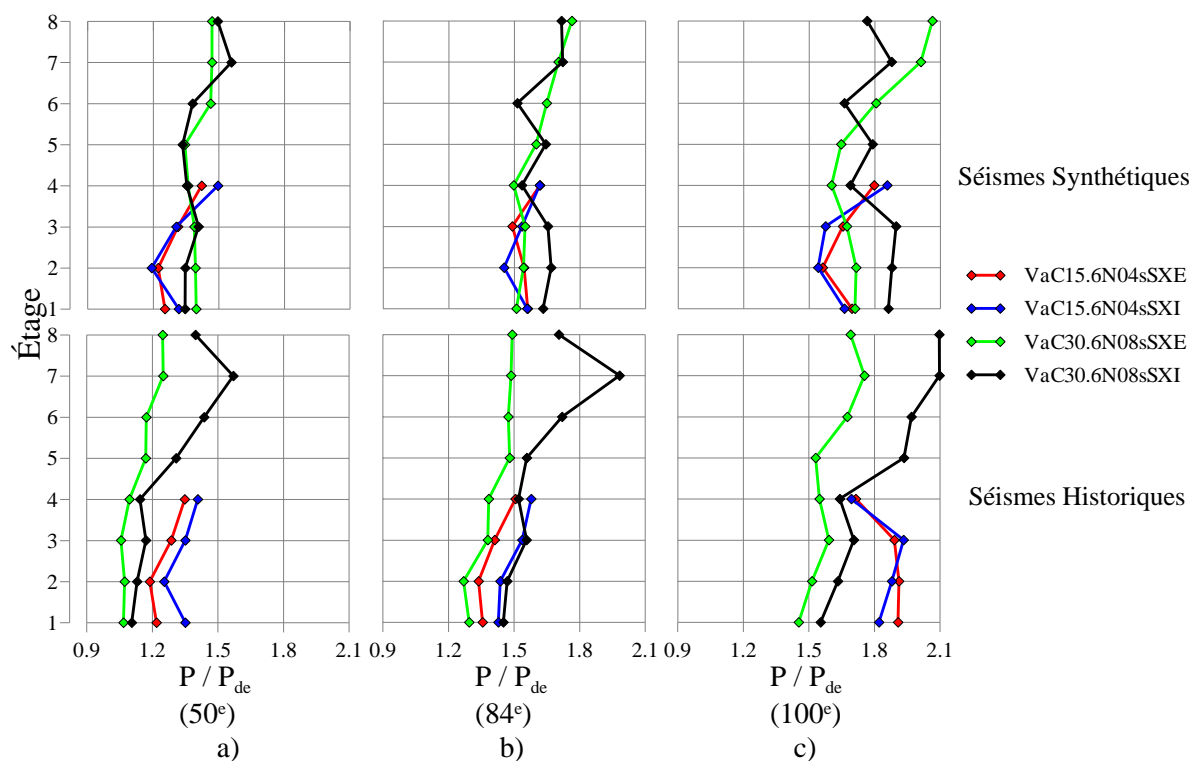


Figure 5.19 - Vancouver Cadre extérieur et intérieur: Ratio V_d/V_{de} : a) Médiane (50^e); b) 84^e fractile; c) Maximum (100^e)

Tableau 5.20 - Cadre extérieur et intérieur: Valeurs médianes des ratios V_d/V_{de}

	Vancouver - Synthétique				Vancouver - Historique			
	N04s Ext,	N04s Int,	N08s Ext,	N08s Int,	N04s Ext,	N04s Int,	N08s Ext,	N08s Int,
8e			1,47	1,50			1,25	1,40
7e			1,47	1,56			1,25	1,57
6e			1,46	1,38			1,17	1,44
5e			1,35	1,33			1,17	1,31
4e	1,42	1,50	1,36	1,35	1,35	1,41	1,10	1,14
3e	1,31	1,31	1,39	1,41	1,29	1,35	1,06	1,17
2e	1,22	1,19	1,39	1,35	1,19	1,25	1,07	1,13
1er	1,25	1,32	1,40	1,35	1,22	1,35	1,07	1,11

Tableau 5.21 - Cadre extérieur et intérieur: Pourcentage d'écart, $[(P/P_{de})_{INTÉRIEUR} - (P/P_{de})_{EXTÉRIEUR}] / (P/P_{de})_{EXTÉRIEUR}$

Cadre extérieur et intérieur				
Étage	Vancouver Synthétiques		Vancouver Historiques	
	N04s	N08s	N04s	N08s
8e		2%		12%
7e		6%		26%
6e		-6%		23%
5e		-1%		12%
4e	5%	0%	4%	4%
3e	-1%	1%	5%	11%
2e	-2%	-3%	6%	5%
1er	5%	-4%	11%	4%
Moyenne	2%	-1%	6%	12%

Afin de faciliter les explications, nous présentons au Tableau 5.22 les rapports V_d/V_{de} .

Tableau 5.22 - Cadre extérieur et intérieur: Comparaison des ratios V_d/V_{de}

Modèles	V_{MFSE} (kN)	$0,8 V_{MFSE}$ (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)	V_{de} (kN)	$T_{a,dyn}$ (s)	$2 \times T_{a,emp}$ (s)	V_d/V_{de}
VaC15.6N04sSXE	8912	7130	14513	7442	7442	0,73	0,78	1,00
VaC15.6N04sSXI	9249	7399	15269	7830	7830	0,70	0,78	1,00
VaC30.6N08sSXE	8948	7158	14229	7297	7297	1,71	1,53	1,00
VaC30.6N08sSXI	9124	7299	16033	8222	8222	1,27	1,53	1,00

Notons ici que les rapports de V_d/V_{de} sont tous égaux et ils valent 1,0, ce qui nous indique qu'aucun bâtiment ne possède de « sur-résistance ». De plus, lorsqu'on regarde les résultats obtenus avec les séismes artificiels, il n'y a pas de tendance entre les résultats des bâtiments

avec les cadres à l'extérieur et ceux avec les cadres à l'intérieur. Toutefois, les résultats obtenus avec les séismes historiques, nous montrent que les demandes de force sont plus faibles si les cadres sont situés à l'extérieur. Utiliser des cadres à l'extérieur a pour effet de rendre le bâtiment plus souple et donc d'augmenter la période. Or, il a été montré, auparavant, que pour les séismes historiques, plus les périodes étaient grandes, plus les spectres des historiques avaient de faibles accélérations spectrales comparativement à celles des synthétiques et celle du code. En définitive, on peut conclure que la localisation des cadres de contreventements, intérieur ou extérieur, n'influence pas significativement les demandes de force.

5.2 Analyses temporelles inélastiques

Les analyses temporelles inélastiques permettent d'évaluer la demande de déformation sur les connexions lorsque ces dernières sont ductiles (27.10 (a), CSA-S16). Précédemment, nous avons évalué que la connexion boulonnée où le mode de rupture est l'écrasement des boulons contre la plaque de gousset est la connexion qui permet la plus grande ductilité, soit la plus grande déformation axiale inélastique. Par conséquent, nous avons réalisé les analyses temporelles inélastiques avec ce type de connexions et nous avons évalué leur déformation axiale inélastique, δ_p . Par la suite, nous avons comparé les demandes de déformation δ_p obtenues avec la déformation axiale inélastique maximale de 31 mm observée au laboratoire et définie à la section 4.2.4.1.

5.2.1 Bâtiments standards

Montréal

Pour les bâtiments standards de 2, 4, 6, 8 et 10 étages situés à Montréal, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de déformation (δ_p) pour l'ensemble de séismes synthétiques utilisés sont présentées à la Figure 5.20 et au Tableau 5.23.

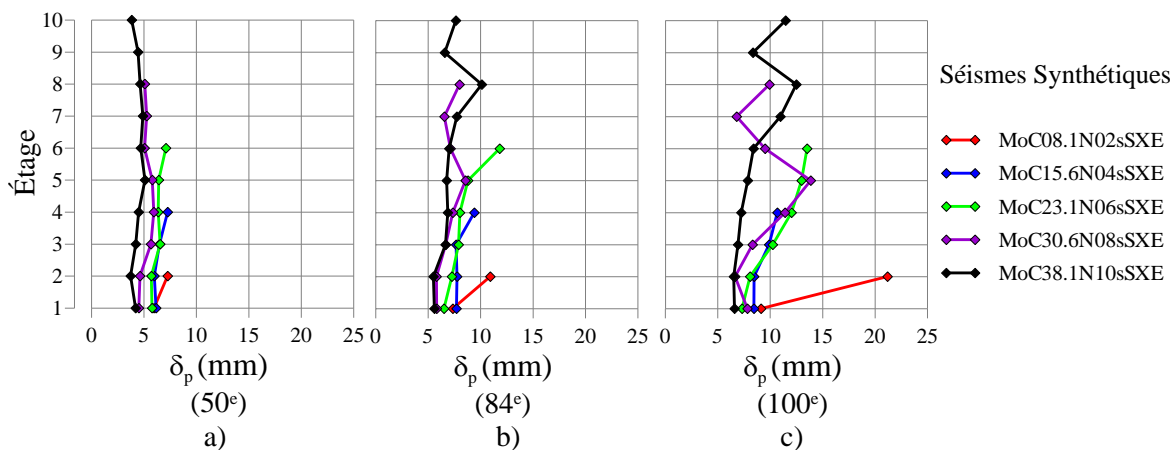


Figure 5.20 - Bâtiments standards à Montréal: Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

Tableau 5.23 - Bâtiments standards à Montréal: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages

MoC08.1N02sSXE- Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
2	7,27	10,93	21,19
1	5,97	7,35	9,13

a)

MoC15.6N04sSXE- Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
4	7,26	9,41	10,70
3	6,49	7,68	9,89
2	6,00	7,76	8,48
1	6,16	7,71	8,46

b)

MoC23.1N06sSXE- Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
6	7,09	11,82	13,53
5	6,42	8,80	13,00
4	6,38	8,04	12,05
3	6,55	7,90	10,24
2	5,72	7,27	8,08
1	5,78	6,52	7,32

c)

MoC30.6N08sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
8	5,08	7,99	9,94
7	5,26	6,55	6,81
6	5,08	7,13	9,51
5	5,80	8,56	13,87
4	5,95	7,36	11,41
3	5,67	6,68	8,32
2	4,63	5,81	6,67
1	4,53	5,82	7,84

d)

MoC38.1N10sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
10	3,84	7,66	11,48
9	4,45	6,58	8,36
8	4,65	10,13	12,50
7	4,90	7,75	10,98
6	4,70	7,01	8,42
5	5,11	6,77	7,87
4	4,49	6,87	7,25
3	4,23	6,66	6,94
2	3,73	5,52	6,54
1	4,20	5,61	6,60

e)

En observant les valeurs médianes, on remarque que les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant pour tous les bâtiments standards de Montréal de 8,1 à 38,1 m, puisque leurs déformations δ_p médianes sont toutes inférieures à 31 mm. La plus grande déformation δ_p médianes est de 7 mm. À noter que même tous les maximums sont inférieurs à la limite de 31 mm. Rappelons qu'un δ_p inférieur à 31 mm signifie que la connexion ductile telle que dimensionnée ici est sécuritaire puisque la demande de déformation est inférieure à la déformation maximale de 31 mm déterminée expérimentalement. Dans le cas des bâtiments de type CC, situés à Montréal, sur un site de catégorie C, le CNBC 2005 n'autorise pas de dimensionner des structures de type CC pour des bâtiments de plus de 15 m (tableau 4.1.8.9, CNBC 2005). Toutefois, les résultats fournis par nos analyses montrent que les structures de 2 à 10 étages étudiés montre des déformations inélastiques maximales inférieures à la limite acceptable lorsque des connexions ductiles, telles que définies précédemment, sont utilisées. Par conséquent, l'utilisation des connexions ductiles constitue dans ce cas un avantage important comparativement aux connexions non-ductiles.

Vancouver

Pour les bâtiments standards de 2, 4, 6, 8 et 10 étages situés à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de déformation (δ_p) pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.21 et au Tableau 5.24.

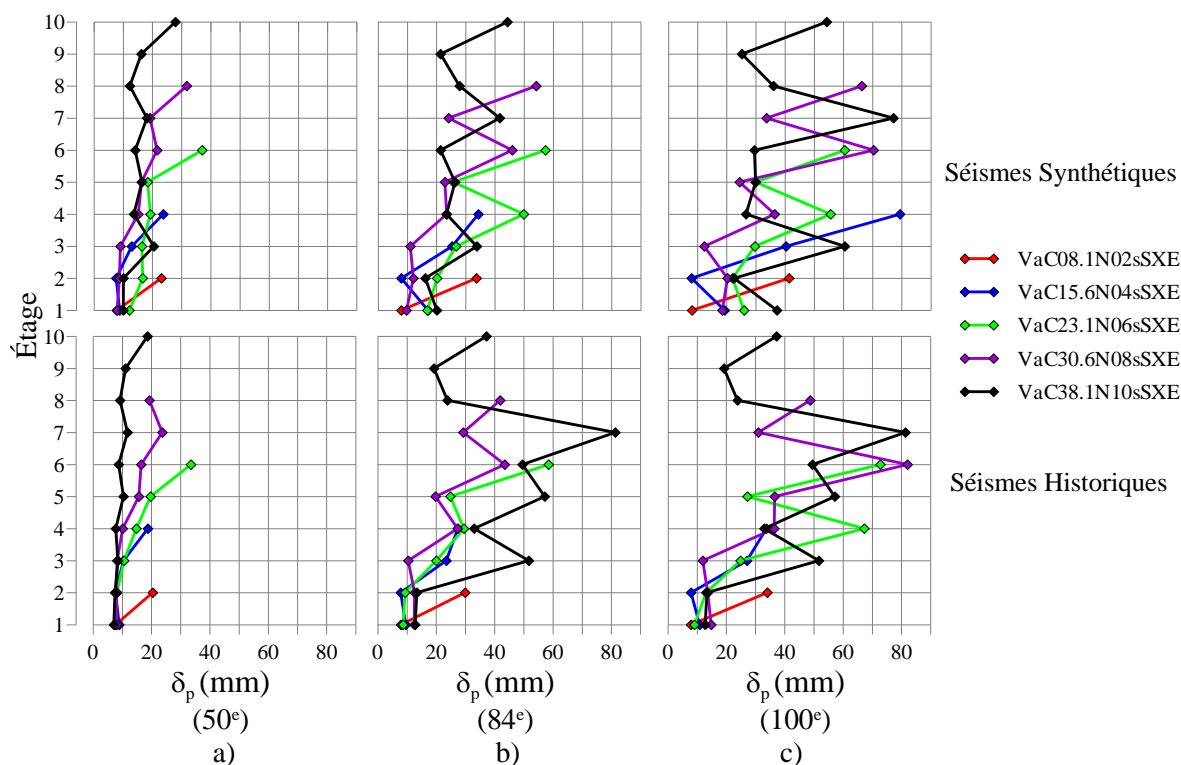


Figure 5.21 - Bâtiments standards à Vancouver : Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

Tableau 5.24 - Bâtiments standards à Vancouver : Demande de déformation (δ_p (mm)): a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages

VaC08.1N02sSXE-Historiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
2	20,45	29,94	34,09
1	7,72	7,90	7,92

VaC08.1N02sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
2	23,08	33,67	41,35
1	7,78	7,89	8,14

a)

VaC15.6N04sSXE-Historiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
4	18,78	27,38	33,76
3	10,43	23,44	27,06
2	7,62	7,84	7,91
1	8,95	9,53	10,88

VaC15.6N04sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_p (mm)		
	50°	84°	100°
4	23,73	34,35	79,38
3	12,94	25,31	40,31
2	7,60	7,90	7,99
1	8,75	17,10	19,28

b)

Tableau 5.24 (suite) - Bâtiments standards à Vancouver : Demande de déformation (δ_P (mm)):

a) 2 étages; b) 4 étages; c) 6 étages; d) 8 étages; e) 10 étages

VaC23.1N06sSXE-Historiques			
Étages	δ_P (mm)		
	50°	84°	100°
6	33,51	58,51	72,83
5	19,71	24,82	27,19
4	14,85	29,53	67,24
3	10,59	20,01	24,83
2	8,14	9,36	13,10
1	7,69	8,60	9,07

VaC23.1N06sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_P (mm)		
	50°	84°	100°
6	37,04	57,34	60,50
5	18,40	25,79	29,90
4	19,28	49,86	55,60
3	16,43	26,71	29,63
2	16,69	20,14	22,03
1	12,12	16,80	25,95

c)

VaC30.6N08sSXE-Historiques			
Étages	δ_P (mm)		
	50°	84°	100°
8	19,30	41,88	48,78
7	23,70	29,26	30,99
6	16,46	43,47	82,06
5	15,71	19,77	36,55
4	10,17	27,34	36,44
3	8,21	10,42	11,95
2	8,05	12,58	13,63
1	8,11	12,50	14,82

VaC30.6N08sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_P (mm)		
	50°	84°	100°
8	31,75	54,18	66,30
7	19,16	24,09	33,66
6	21,59	45,89	70,39
5	16,25	22,86	24,43
4	15,16	23,48	36,41
3	9,03	10,98	12,30
2	8,71	12,03	20,26
1	7,87	9,70	18,50

d)

VaC38.1N10sSXE-Historiques			
Étages	δ_P (mm)		
	50°	84°	100°
10	18,62	28,84	37,25
9	11,15	15,07	19,26
8	9,21	19,13	23,85
7	11,82	27,30	81,34
6	8,75	26,56	49,58
5	10,43	28,27	57,22
4	7,78	14,36	33,02
3	8,53	15,73	51,73
2	7,50	10,24	13,34
1	7,09	10,10	12,81

VaC38.1N10sSXE-Synthétiques			
Étages	δ_P (mm)		
	50°	84°	100°
10	27,87	44,26	54,28
9	16,19	21,32	25,21
8	12,23	27,87	36,02
7	18,13	41,65	77,13
6	14,12	21,33	29,49
5	16,43	26,32	29,90
4	13,62	23,42	26,62
3	20,52	33,82	60,50
2	10,06	16,12	22,55
1	10,00	20,11	37,23

e)

De façon générale, on note que les bâtiments standards localisés à Vancouver ont une demande de déformation plus élevée que ceux de Montréal, ce qui était attendu puisque les structures situées à Montréal montraient des plus grandes demandes de force étant donné leurs plus grandes « sur-résistances ».

En observant les valeurs médianes pour les bâtiments situés à Vancouver, on remarque que les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant pour les bâtiments de 2, 4 et 10 étages

puisque leurs demandes de déformation médianes maximales sont toutes inférieures à 31 mm. Par contre les bâtiments de 6 et 8 étages montrent des demandes de déformation supérieures à la limite (allant jusqu'à 37 mm), ce qui veut dire que pour ces bâtiments même les connexions ductiles ne seraient pas sécuritaires. Dans le cas de tels bâtiments, situés à Vancouver, sur un site de catégorie C, le CNBC 2005 n'autorise pas de dimensionner des structures de type CC pour des bâtiments de plus de 15m. Par conséquent, les structures de 6, 8 et 10 étages dimensionnées avec des connexions ductiles ne sont pas permises par la norme (tableau 4.1.8.9, CNBC 2005). Toutefois pour autoriser l'utilisation des connexions ductiles pour des bâtiments de 23,1 à 38,1 m, il faudrait utiliser des connexions qui offrent une capacité en déformation de 37 mm. Par ailleurs, étant donné que les analyses inélastiques ont permis de déterminer que le bâtiment standard de 4 étages, soit de 15,6 m de hauteur, situé à Vancouver, est la structure qui se trouve à la limite acceptable considérant les déformations axiales admissibles, ce bâtiment a été utilisé lors des analyses incrémentales.

En définitive, les résultats fournis par nos analyses inélastiques montrent que le comportement des structures étudiées de Montréal serait acceptable si des connexions ductiles tel que définies précédemment sont utilisées étant donné que la déformation axiale maximale atteinte était de 7 mm pour les bâtiments standards de 8,1 à 38,1 m. En plus, les résultats obtenus pour les bâtiments standards de Vancouver ont permis de confirmer que les connexions ductiles utilisées pour les bâtiments standards de type CC ne sont pas sécuritaires pour des bâtiments de plus de 4 étages (23,6 à 38,1 m) et ne devraient pas être utilisés tel qu'exigé dans le CNBC 2005. Pour autoriser l'utilisation des connexions ductiles pour des bâtiments de 23,1 à 38,1 m, il faudrait utiliser des connexions qui offrent une capacité en déformation de 37 mm.

Comparaison des séismes synthétiques et historiques

Comparons à présent les demandes de déformation obtenues des ensembles de séismes historiques et synthétiques pour Vancouver, afin de voir quelle est l'influence d'utiliser l'un ou l'autre des deux ensembles. Le Tableau 5.25 résume les écarts entre les valeurs de δ_p des séismes synthétiques et celles obtenues des séismes historiques.

Tableau 5.25 - Bâtiments standards - Ratios : $[(\delta_p)_{\text{SYNTHÉTIQUES}} - (\delta_p)_{\text{HISTORIQUES}}] / (\delta_p)$

HISTORIQUES

Bâtiments Standards - Vancouver					
Étage	2 étages	4 étages	6 étages	8 étages	10 étages
10e					50%
9e					45%
8e				64%	33%
7e				-19%	53%
6e			11%	31%	61%
5e			-7%	3%	57%
4e		26%	30%	49%	75%
3e		24%	55%	10%	141%
2e	13%	0%	105%	8%	34%
1er	1%	-2%	58%	-3%	41%
Moyenne	7%	12%	42%	18%	59%

En général on remarque que l'ensemble de séismes synthétiques donnent des résultats moyens, variant de 7% à 59%, plus élevés que ceux obtenus de l'ensemble des séismes historiques. On remarque également que l'écart est plus important pour les bâtiments de 6, 8 et 10 étages. Ce résultat confirme les suppositions faites au chapitre 2 et 3 du mémoire, et reconfirmées au début de chapitre à savoir que les séismes synthétiques donnent des résultats souvent supérieurs à ceux obtenus avec les historiques pour les périodes plus élevées.

5.2.2 Site de Catégorie E

Pour les bâtiments standards et pour les bâtiments situés sur un site de catégorie E de 4 et 8 étages localisés à Montréal et à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de déformation pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.22 et à la Figure 5.23. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.26. Finalement, le Tableau 5.27 montre les pourcentages d'écart des demandes de déformation (δ_p) obtenues pour les bâtiments situés sur un site de catégorie E par rapport à celles obtenues avec les bâtiments situés sur un site de catégorie C.

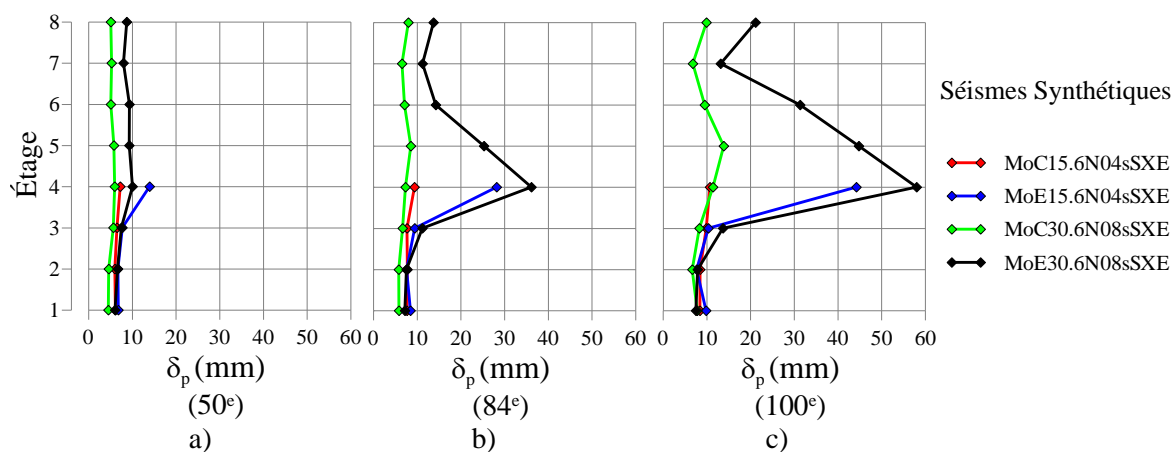


Figure 5.22 - Montréal sites de catégorie C et E: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50°); b) 84^e fractile; c) Maximum (100°)

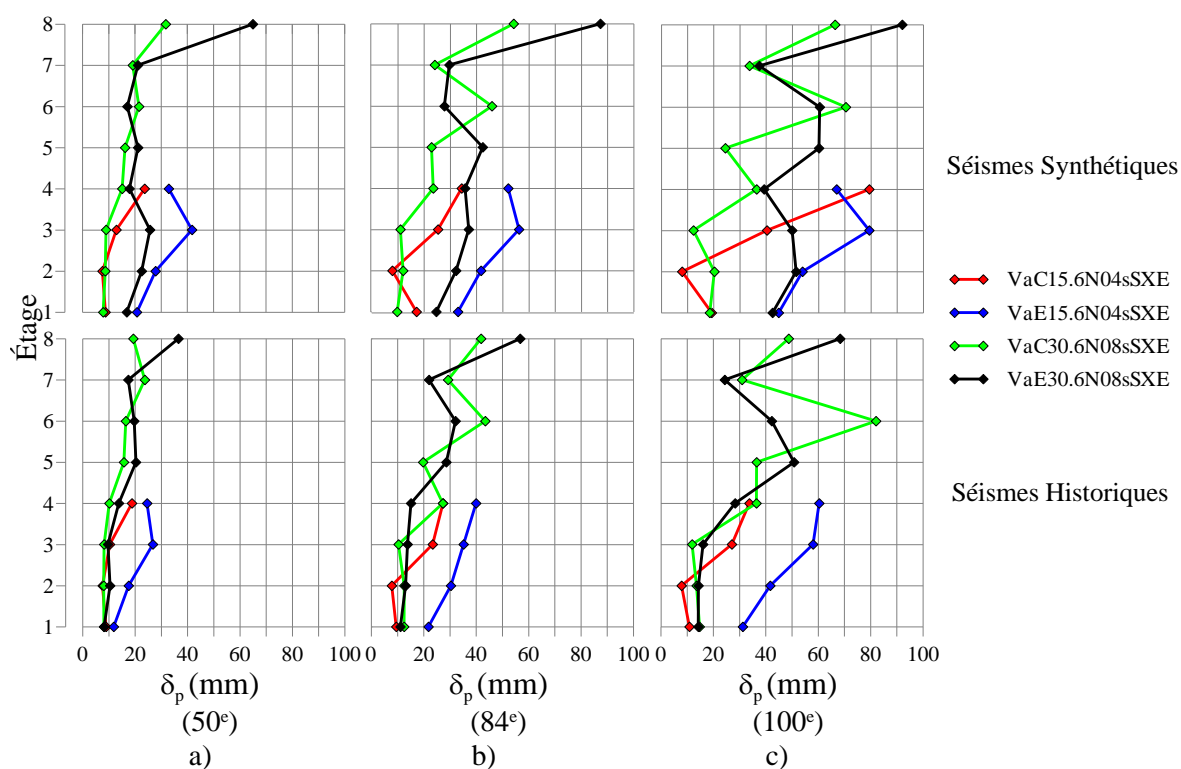


Figure 5.23 - Vancouver sites de catégorie C et E: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50°); b) 84^e fractile; c) Maximum (100°)

Tableau 5.26 - Sites de catégorie C et E: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm))

	Montréal -Synthétique				Vancouver -Synthétique				Vancouver - Historique			
	N04s Site C	N04s Site E	N08s Site C	N08s Site E	N04s Site C	N04s Site E	N08s Site C	N08s Site E	N04s Site C	N04s Site E	N08s Site C	N08s Site E
8e			5,08	8,73			31,75	65,01			19,30	36,52
7e			5,26	8,00			19,16	21,17			23,70	17,41
6e			5,08	9,34			21,59	17,15			16,46	19,71
5e			5,80	9,32			16,25	21,23			15,71	20,38
4e	7,26	13,97	5,95	10,07	23,73	32,94	15,16	17,91	18,78	24,61	10,17	13,81
3e	6,49	7,75	5,67	7,50	12,94	41,82	9,03	25,78	10,43	26,76	8,21	9,68
2e	6,00	6,73	4,63	6,63	7,60	27,91	8,71	22,61	7,62	17,57	8,05	10,46
1er	6,16	6,79	4,53	6,07	8,75	20,79	7,87	16,90	8,95	11,90	8,11	8,21

Tableau 5.27 - Sites de catégorie C et E: Pourcentage d'écart, $[(\delta_p)_{\text{SITE E}} - (\delta_p)_{\text{SITE C}}] / (\delta_p)_{\text{SITE C}}$

Sites de catégorie C et E						
Étage	Montréal synthétiques		Vancouver Synthétiques		Vancouver Historiques	
	N04s	N08s	N04s	N08s	N04s	N08s
8e		72%		105%		89%
7e		52%		10%		-27%
6e		84%		-21%		20%
5e		61%		31%		30%
4e	92%	69%	39%	18%	31%	36%
3e	19%	32%	223%	185%	157%	18%
2e	12%	43%	267%	160%	131%	30%
1er	10%	34%	137%	115%	33%	1%
Moyenne	34%	56%	167%	75%	88%	25%

Pour les bâtiments de 4 et 8 étages à Montréal, ceux qui sont situés sur un site de catégorie E montrent des demandes de déformation médianes plus élevées que ceux situés sur un site de catégorie C, soit de 34% pour le 4 étages et 56% pour le 8 étages, ce qui était attendu. En effet, les bâtiments localisés sur un site de catégorie E sont dimensionnés pour des efforts sismiques plus importants dus au spectre de design plus strict, ce qui conduit à des forces sismiques plus grandes induisant de plus grandes déformations. Par conséquent, il est attendu que ces structures montrent des demandes de déformation plus élevées. On peut voir que pour les bâtiments de 4 et 8 étages, situés sur un site de catégorie E et localisés à Montréal, les valeurs médianes de déformations δ_p sont toutes inférieures à 31 mm, la valeur maximale étant de 14 mm, ce qui confirme que, pour ces deux structures, les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant. Toutefois, étant donné que seulement deux bâtiments situés sur un site de catégorie

E ont été étudiés, il serait intéressant de faire des analyses sur un plus grand nombre de bâtiments afin de généraliser ces observations.

Pour les bâtiments situés à Vancouver, on remarque une amplification de 25% à 167% pour les bâtiments situés sur un site E. Pour les bâtiments de Vancouver situés sur un site de catégorie E, les valeurs médianes maximales de déformation sont de 42 mm pour le 4 étages et de 65 mm pour le 8 étages, valeur qui sont supérieures à la limite de 31 mm. Par conséquent, pour autoriser l'utilisation des connexions ductiles pour ces bâtiments, il faudrait utiliser des connexions qui offrent une capacité en déformation de 42 et 65 mm, respectivement.

En bref, les bâtiments localisés sur un site de catégorie E montrent des demandes de déformation (δ_p) plus grandes que celles sur un site de catégorie C, comme c'était le cas pour les demandes de force. Par ailleurs, nous pouvons conclure que les connexions ductiles montrent ici un comportement acceptable pour les structures étudiées qui sont localisées sur un site de catégorie E à Montréal, mais pas pour celles à Vancouver. Étant donné le nombre restreint de structures étudiées sur des sites de catégorie E, nous suggérons, pour Montréal, de procéder à davantage d'analyses avant de discuter la limite de hauteur proposée dans le code. Pour les bâtiments de Vancouver situés sur un site de catégorie E, on suggère de ne pas utiliser les structures de type CC avec connexion ductile, peu importe la hauteur du bâtiment. Pour autoriser l'utilisation des connexions ductiles pour les bâtiments standards situés à Vancouver sur un site de catégorie E de 15,6 et de 30,6 m de hauteur, il faudrait utiliser des connexions qui offrent une capacité en déformation de 42 et 65 mm, respectivement.

5.2.3 Chevrons

Pour les bâtiments standards et pour les bâtiments avec des chevrons de 4 et 8 étages situés à Montréal et à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de déformation pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.24 et à la Figure 5.25. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.28. Finalement, le Tableau 5.29 montre les ratios des demandes de déformation (δ_p) obtenues pour les bâtiments avec des contreventements de type Split-X (SX) et ceux obtenus avec les bâtiments de type chevron (CV).

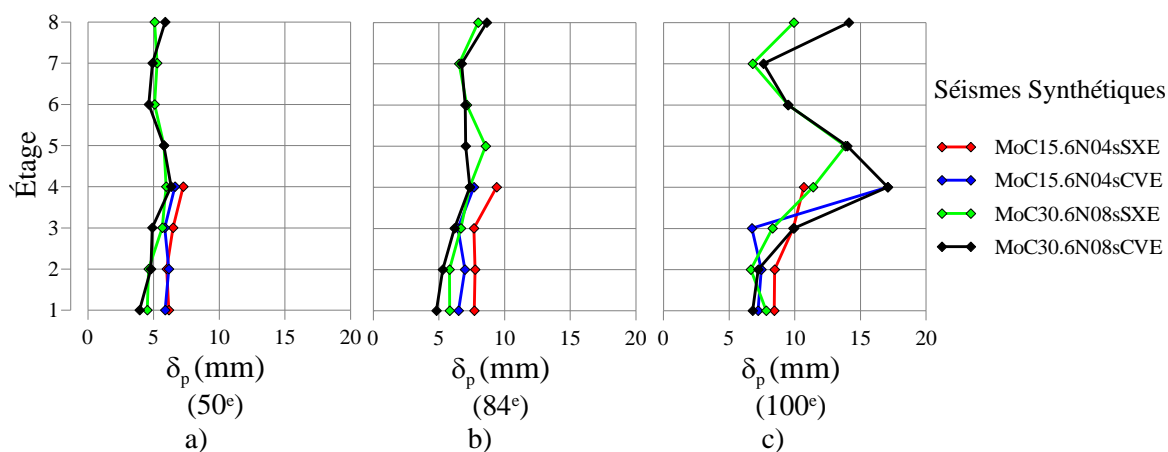


Figure 5.24 - Split-X et Chevron à Montréal : Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50^e); b) 84^e fractile; c) Maximum (100^e)

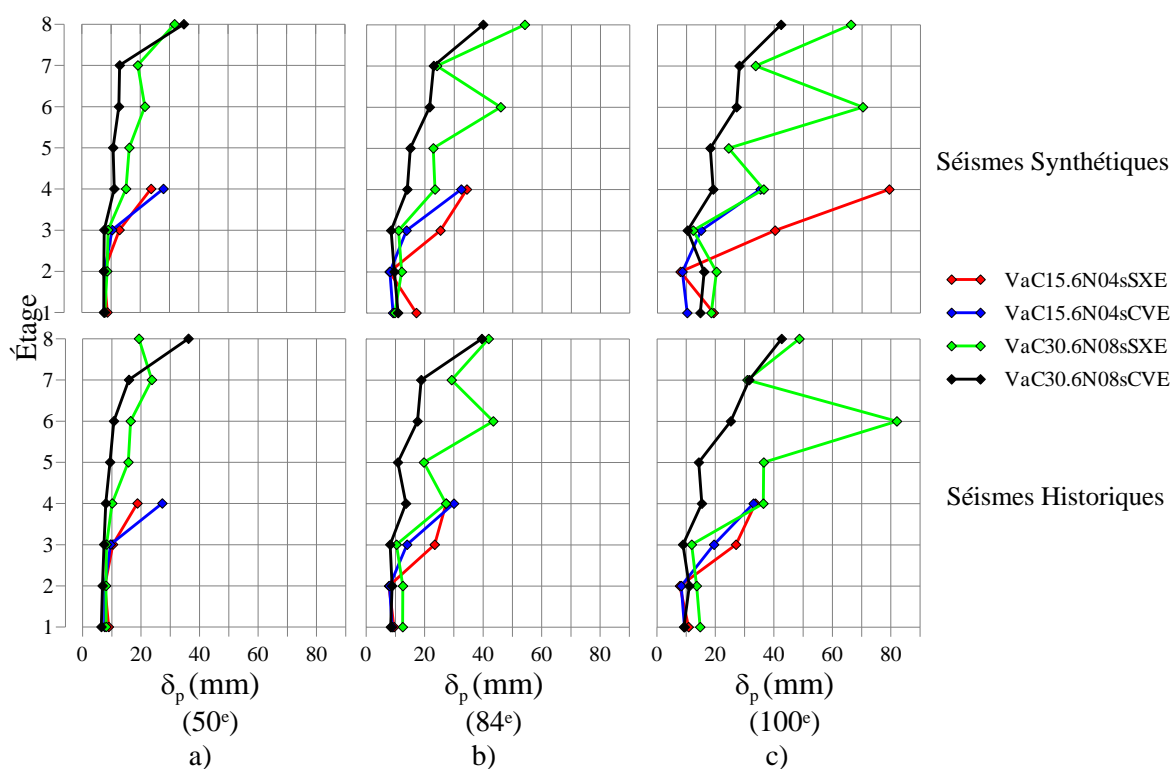


Figure 5.25 - Split-X et Chevron à Vancouver : Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50^e); b) 84^e fractile; c) Maximum (100^e)

Tableau 5.28 - Split-X et Chevron: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm))

	Montréal -Synthétique				Vancouver -Synthétique				Vancouver - Historique			
	N04s SX	N04s CV	N08s SX	N08s CV	N04s SX	N04s CV	N08s SX	N08s CV	N04s SX	N04s CV	N08s SX	N08s CV
8e			5,08	5,89			31,75	34,89			19,30	36,26
7e			5,26	4,93			19,16	13,01			23,70	15,89
6e			5,08	4,65			21,59	12,69			16,46	10,76
5e			5,80	5,78			16,25	10,72			15,71	9,40
4e	7,26	6,64	5,95	6,34	23,73	27,96	15,16	11,12	18,78	27,27	10,17	7,99
3e	6,49	5,86	5,67	4,91	12,94	10,44	9,03	7,70	10,43	9,62	8,21	7,40
2e	6,00	6,17	4,63	4,80	7,60	7,85	8,71	7,56	7,62	7,65	8,05	6,87
1er	6,16	5,89	4,53	3,94	8,75	7,69	7,87	7,57	8,95	7,58	8,11	6,43

Tableau 5.29 - Split-X et Chevron: Ratios : $[(\delta_p)_{\text{SPLIT-X}} - (\delta_p)_{\text{CHEVRON}}] / (\delta_p)_{\text{SPLIT-X}}$

Split-X - Chevron						
Étage	Montréal synthétiques		Vancouver Synthétiques		Vancouver Historiques	
	N04s	N08s	N04s	N08s	N04s	N08s
8e		-16%		-10%		-88%
7e		6%		32%		33%
6e		9%		41%		35%
5e		0%		34%		40%
4e	9%	-6%	-18%	27%	-45%	21%
3e	10%	13%	19%	15%	8%	10%
2e	-3%	-4%	-3%	13%	0%	15%
1er	4%	13%	12%	4%	15%	21%
Moyenne	5%	2%	3%	19%	-6%	11%

Pour les bâtiments de 4 étages, on remarque que les split-X donnent des demandes de déformation équivalentes à celles obtenues avec les chevrons, en moyenne de -6% à 5% d'écart. Pour les bâtiments de 8 étages, les split-X donnent des résultats généralement plus élevés que ceux des chevrons, soit, en moyenne, de 2% à 19% plus élevés. Les demandes moyennes légèrement plus élevées des split-X s'expliquent par le fait que les chevrons, tels qu'ils ont été modélisés dans le logiciel, sont moins rigides que les split-X et donc davantage « surésistants » tel que montré précédemment (Tableau 5.16). Toutefois, on remarque que les demandes de déformation maximales des chevrons sont presque toujours supérieures à celles des split-X et sont localisées à l'étage supérieur. Conséquemment, on remarque que les deux systèmes de contreventements utilisés ont chacun leurs avantages puisque généralement sur la hauteur du bâtiment la demande de déformation est plus faible pour les chevrons mais que sa demande de déformation maximale, localisée au toit, est tout de même la plus élevée.

Par ailleurs, on peut voir que les bâtiments de 4 étages de type chevron et de type split-X, localisés à Montréal et à Vancouver, montrent des valeurs médianes de déformations δ_p inférieures à 31 mm, ce qui confirme que, pour ces structures, les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant. Notons que pour les bâtiments de 8 étages, les structures localisées à Montréal, chevron comme split-X, montrent un comportement adéquat tandis qu'à Vancouver ce n'est pas le cas.

En résumé, dans les conditions présentées précédemment, les deux systèmes, chevron et split-X, ont leurs avantages et leurs inconvénients. De plus, nous avons pu reconfirmer que les bâtiments de 4 étages, chevron et split-X, localisé à Montréal et à Vancouver, ainsi que les bâtiments de 8 étages, chevron et split-X, localisés à Montréal montrent un comportement satisfaisant avec les connexions ductiles présentées précédemment.

5.2.4 Hauteur d'étages

Pour les bâtiments de type chevron de 3, 4 et 5 étages de 15,6 m de hauteur localisés à Montréal et à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e fractiles) des demandes de déformation pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.26 et à la Figure 5.27. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.30. Finalement, le Tableau 5.31 montre les pourcentages d'écart moyens des demandes de déformation (δ_p) obtenues pour les bâtiments de 3 et 5 étages par rapport à celles obtenues avec les bâtiments de 4 étages. Notons que les pourcentages négatifs signifient que le bâtiment de 3 ou 5 étages a une demande de déformation plus faible que son homologue de 4 étages.

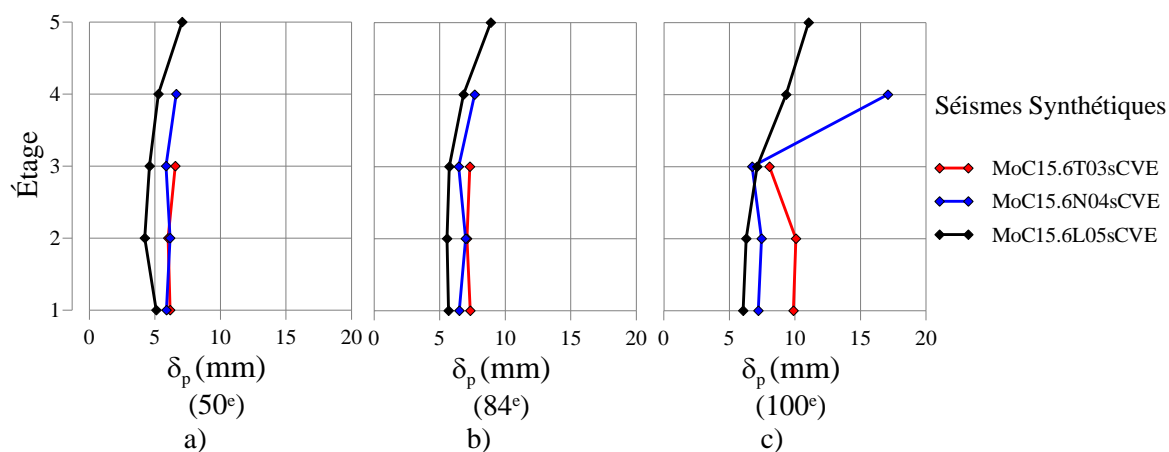


Figure 5.26 - Montréal hauteur d'étages: Demande de déformation (δ_p (mm)) : a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

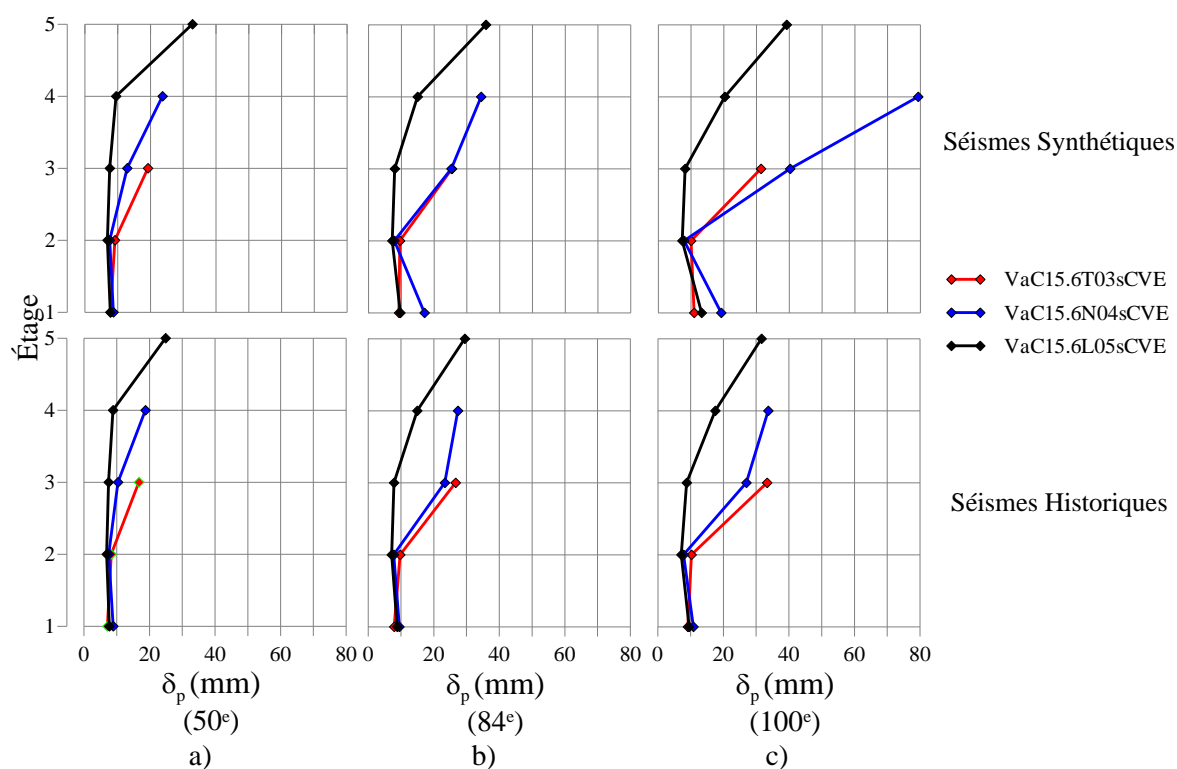


Figure 5.27 - Vancouver hauteur d'étages: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50°); b) 84° fractile; c) Maximum (100°)

Tableau 5.30 - Hauteur d'étages: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm))

Hauteur d'étages									
Étages	Montréal - Synthétique			Vancouver - Synthétique			Vancouver - Historique		
	N04s	T03s	L05s	N04s	T03s	L05s	N04s	T03s	L05s
5e			7,09			32,83			24,93
4e	6,64		5,28	27,96		9,54	27,27		8,90
3e	5,86	6,56	4,59	10,44	19,29	7,61	9,62	16,79	7,54
2e	6,17	6,01	4,24	7,85	9,17	6,94	7,65	8,39	6,98
1er	5,89	6,17	5,10	7,69	7,86	7,76	7,58	7,23	7,77
Moyenne	6,14	6,25	5,26	13,49	12,11	12,94	13,03	10,80	11,23

Tableau 5.31 - Hauteur d'étages: Pourcentage d'écart, $[(\delta_p)_{3 \text{ ou } 5 \text{ étages}} - (\delta_p)_{4 \text{ étages}}] / (\delta_p)_{4 \text{ étages}}$

	Montréal - Synthétique		Vancouver - Synthétique		Vancouver - Historique	
	T03s	L05s	T03s	L05s	T03s	L05s
Moyenne	2%	-14%	-10%	-4%	-17%	-14%

Pour ce qui est des bâtiments de 3, 4 ou 5 étages, les demandes de déformation déterminées ne montrent pas de tendance suivant le nombre d'étages des structures. Toutefois, on observe, comme c'était le cas précédemment (section 5.2.3), que les chevrons montrent des demandes de déformation localisées à l'étage supérieur. De plus, les bâtiments étudiés de 3 ou 4 étages montrent des valeurs médianes de déformation inférieures à la limite de 31 mm, ce qui confirme que, pour ces structures, les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant. Le bâtiment de 5 étages de 15,6 m de hauteur montre une déformation axiale maximale de 32,8 mm. Par conséquent, ce bâtiment est à la limite de respecter la valeur de 31 mm déterminée au laboratoire. Étant donné que la déformation de 32,8 mm est très près de la limite de 31 mm, nous avons choisi d'utiliser ce bâtiment lors des analyses incrémentales. Ainsi, on pourra déterminer qu'elle est la probabilité d'effondrement de cette structure qui montre une demande de déformation très limite lorsqu'on utilise des connexions ductiles.

En guise de conclusion, la hauteur d'étages d'un bâtiment n'as pas beaucoup d'influence sur les demandes de déformation obtenue des analyses temporelles inélastiques, c'est plutôt la hauteur totale du bâtiment qui prédomine.

5.2.5 Cadre de contreventements intérieur

Pour les bâtiments standards et pour les bâtiments avec des cadres de contreventements situés à l'intérieur du bâtiment, de 4 et 8 étages, localisés à Vancouver, les statistiques (50^e, 84^e et 100^e

fractiles) des demandes de déformation pour les ensembles de séismes synthétiques et historiques utilisés sont présentées à la Figure 5.28. De plus, les valeurs médianes sont données au Tableau 5.32. Finalement, le Tableau 5.33 montre les pourcentages d'écart des demandes de déformation (δ_p) obtenues pour les bâtiments avec des cadres intérieurs par rapport à celles obtenues avec les bâtiments ayant des cadres extérieurs.

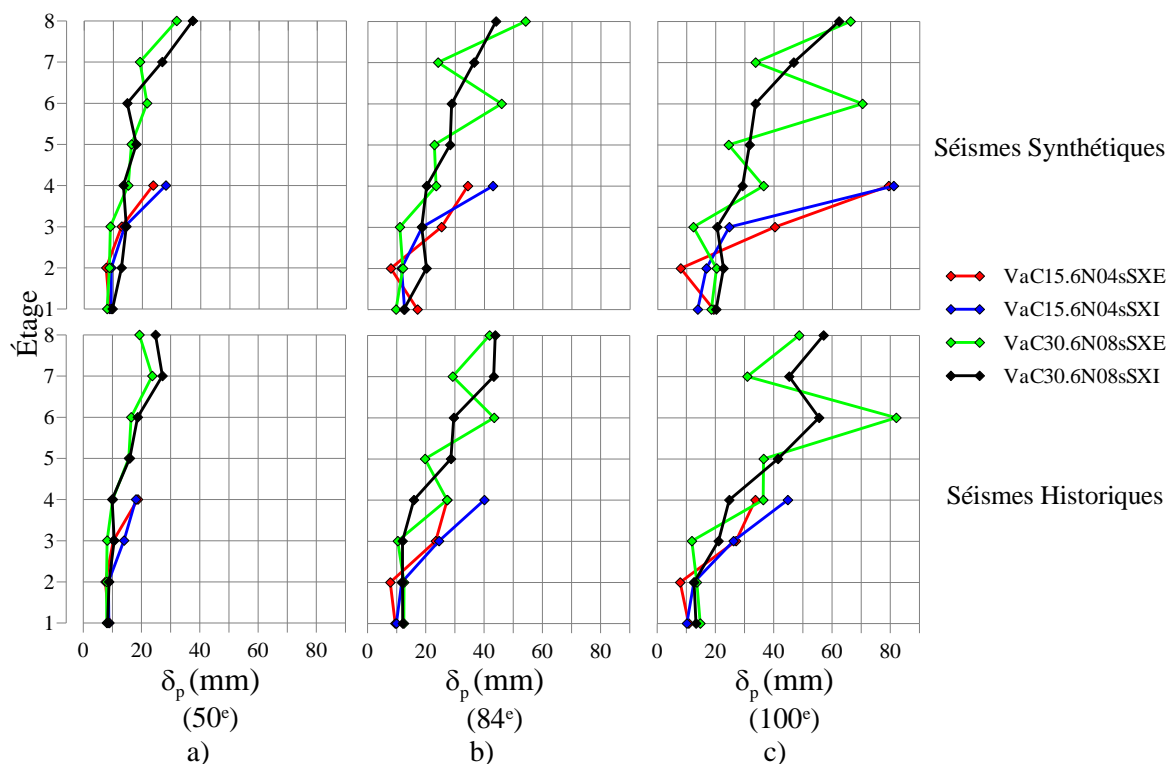


Figure 5.28 - Vancouver Cadre extérieur et intérieur: Demande de déformation (δ_p (mm)): a) Médiane (50e); b) 84e fractile; c) Maximum (100e)

Tableau 5.32 - Cadre extérieur et intérieur: Valeurs médianes de la demande de déformation (δ_p (mm))

	Vancouver - Synthétique				Vancouver - Historique			
	N04s Ext,	N04s Int,	N08s Ext,	N08s Int,	N04s Ext,	N04s Int,	N08s Ext,	N08s Int,
8e			31,75	37,31			19,30	24,81
7e			19,16	26,83			23,70	27,22
6e			21,59	14,82			16,46	18,73
5e			16,25	17,93			15,71	16,01
4e	23,73	28,07	15,16	13,47	18,78	18,12	10,17	9,92
3e	12,94	13,94	9,03	14,52	10,43	14,07	8,21	10,65
2e	7,60	9,36	8,71	12,86	7,62	8,72	8,05	8,89
1er	8,75	9,26	7,87	9,74	8,95	8,80	8,11	8,40

Tableau 5.33 - Cadre extérieur et intérieur: Pourcentage d'écart, $[(\delta_p)_{\text{INTÉRIEUR}} - (\delta_p)_{\text{EXTÉRIEUR}}] / (\delta_p)_{\text{EXTÉRIEUR}}$

Cadre extérieur et intérieur				
Étage	Vancouver Synthétiques		Vancouver Historiques	
	N04s	N08s	N04s	N08s
8e		18%		29%
7e		40%		15%
6e		-31%		14%
5e		10%		2%
4e	18%	-11%	-4%	-2%
3e	8%	61%	35%	30%
2e	23%	48%	14%	10%
1er	6%	24%	-2%	4%
Moyenne	14%	20%	11%	13%

On remarque que pour les bâtiments qui ont leurs cadres de contreventements localisés à l'intérieur du bâtiment, les demandes de déformation moyennes sont de 11 à 20% plus grandes que celles des structures qui ont des cadres situés à l'extérieur. Notons également que pour les bâtiments de 4 étages, les valeurs médianes de déformation sont inférieures à la limite de 31 mm, ce qui confirme que, pour ces structures, les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant.

En définitive, on peut conclure que la localisation des cadres de contreventements a un léger effet sur les demandes de contreventement et lorsque possible, il serait avantageux de les situer à l'extérieur du bâtiment.

5.3 Analyses temporelles inélastiques incrémentales

Les analyses temporelles inélastiques incrémentales ont pour but d'évaluer les probabilités d'effondrement des deux bâtiments suivants : VaC156N04sSXE et VaC156L05sCVE. Premièrement, ces bâtiments ont été choisis parce qu'ils montraient des déformations maximales à la limite de l'admissible. Deuxièmement, nous avons choisi ces bâtiments parce qu'ils mesurent 15,6 m et qu'ils permettront de valider la limite de hauteur 15 m donnée par le code pour les structures de Types CC utilisant des connexions ductiles. Ces analyses sont basées sur la méthodologie présentée dans l'ATC (2009) et résumée dans la revue de littérature présentée au chapitre 1, à la section « Analyse dynamique temporelle ». Pour mieux comprendre ces analyses, nous allons présenter, dans un premier temps, un exemple d'analyse incrémentale effectuée pour un séisme. Dans un second temps, nous allons présenter les résultats des analyses temporelles incrémentales et les calculs utilisés pour évaluer la probabilité d'effondrement des structures. Finalement, la dernière partie de cette section présente une étude sur la demande de force dans les colonnes lorsque des connexions non-ductiles et ductiles sont utilisées.

Avant toute chose, précisons que les structures ont été considérées « effondrées » lorsque le déplacement inter-étage dépassait les 10% de la hauteur d'étage (h_n). Cette limite est basée sur celle utilisée dans les travaux de Bara (2007). De plus, nous avons choisi d'utiliser cette limite puisque les déplacements inter-étages obtenus étaient quasiment tous, soit inférieurs à 8% de h_n ou supérieurs à 80% de h_n . Étant donné que quasiment aucun séisme n'a causé un déplacement inter-étage entre 8 et 80% de h_n , nous avons conclu que l'endommagement excessif de la structure était clairement défini et que la limite arbitraire de 10% permettrait de qualifier adéquatement les structures effondrées.

Les analyses réalisées dans cette section sont basées sur la méthodologie recommandée dans l'ATC, méthode permettant d'évaluer les facteurs de performances et les paramètres de réponse d'une structure. Le lecteur est prié de s'y référer pour de plus amples détails.

5.3.1 Exemple d'analyses temporelles incrémentales

Afin de bien comprendre les analyses incrémentales, nous avons sélectionné un séisme et nous allons montrer pas-à-pas les étapes de la réalisation de l'analyse incrémentale. Pour faire cette étude, nous avons choisi le séisme survenu le 28 juin 1992 à Landers. Les détails de ce séisme

sont donnés au Tableau 5.34. L'accélérogramme de ce séisme est illustré à la Figure 5.29 et son spectre de réponse à la Figure 5.30.

Tableau 5.34 - Caractéristiques du séisme de Landers 1992

No	FA	Évènement	M	R (km)	Station	Az.	PGA (g)	PGV (m/s)
V20	2,3	Juin 28, 1992 Landers	7,3	93	Barstow	90	0,135	0,258

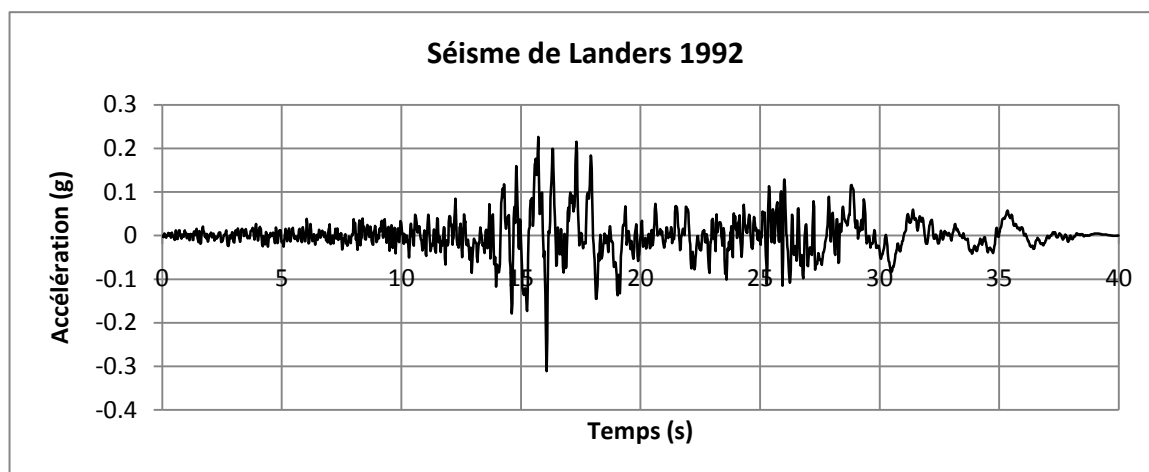


Figure 5.29 - Accélérogramme du séisme de Landers 1992

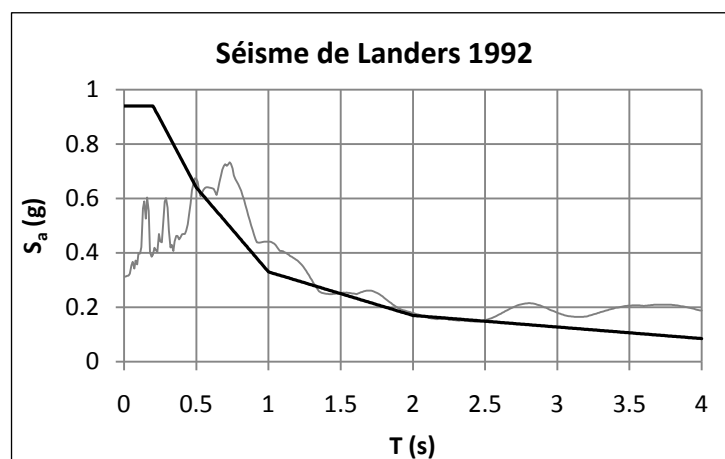


Figure 5.30 - Spectre du séisme de Landers 1992

Nous avons appliqué ce séisme au bâtiment standard de 4 étages situé à Vancouver en utilisant plusieurs Facteurs d'Amplification (FA) : 0,6; 1,0; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 1,9 et 2,0. Les déplacements inter-étage de chaque étage et maximal obtenus avec chacun de ces facteurs sont donnés au Tableau 5.35. De plus la Figure 5.32 illustre les déplacements inter-étages maximums obtenus avec les différents facteurs.

Tableau 5.35 - Déplacement inter-étage en fonction des facteurs d'amplification (FA) appliquées au séisme

FA	Déplacement inter-étage (% h_n)				
	MAX	Étage 1	Étage 2	Étage 3	Étage 4
0,6	0,6%	0,4%	0,5%	0,6%	0,4%
1,0	1,1%	0,6%	1,1%	0,8%	0,7%
1,1	1,4%	0,7%	1,4%	0,8%	0,8%
1,2	1,8%	0,8%	1,8%	0,9%	0,7%
1,3	2,1%	0,8%	2,1%	1,0%	0,8%
1,4	2,4%	1,0%	2,4%	1,0%	0,7%
1,5	2,8%	1,2%	2,8%	1,1%	0,7%
1,6	3,3%	2,8%	3,3%	1,1%	0,7%
1,7	95,9%	95,9%	91,4%	17,6%	7,1%
1,8	97,0%	97,0%	93,6%	34,9%	56,2%
1,9	97,1%	97,1%	93,6%	46,6%	71,8%
2,0	95,1%	95,1%	89,9%	78,3%	62,8%

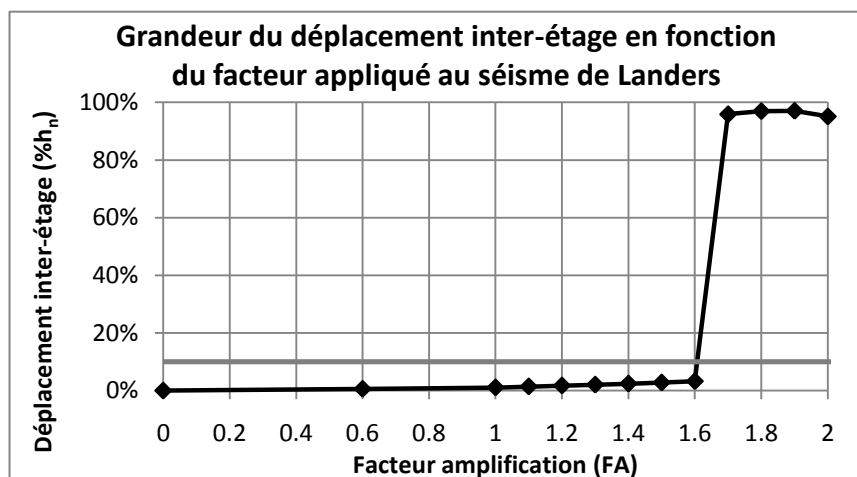


Figure 5.31 - Grandeur du déplacement inter-étage en fonction du facteur appliqué au séisme de Landers

On remarque que le séisme de Landers a causé l'effondrement de la structure à un facteur entre 1,6 et 1,7. Tel que mentionné précédemment, on remarque que les déplacements inter-étage sont tous inférieurs à 3,3% de la hauteur d'étage, h_n , pour les facteurs de 1,6 et moins. Lorsque la structure s'effondre, les déplacements inter-étages sont tous supérieurs à 95% de h_n , soit nettement supérieurs à la limite de 10%. Cette tendance est observée pour tous les bâtiments étudiés et ce peu importe les séismes utilisés et, conséquemment, la limite de 10% arbitrairement définie a été jugée acceptable.

Les figures suivantes montrent les hystérèses des forces en fonction des déformations axiales des diagonales du bâtiment de 4 étages lors du séisme de Landers auquel un facteur de 1,7 a été appliqué. Ces hystérèses sont données à différents instants, soit à toutes les 10 s (Figure 5.32 pour $t = 10$ s; Figure 5.33 pour $t = 20$ s; Figure 5.34 pour $t = 30$ s; Figure 5.35 pour $t = 40$ s).

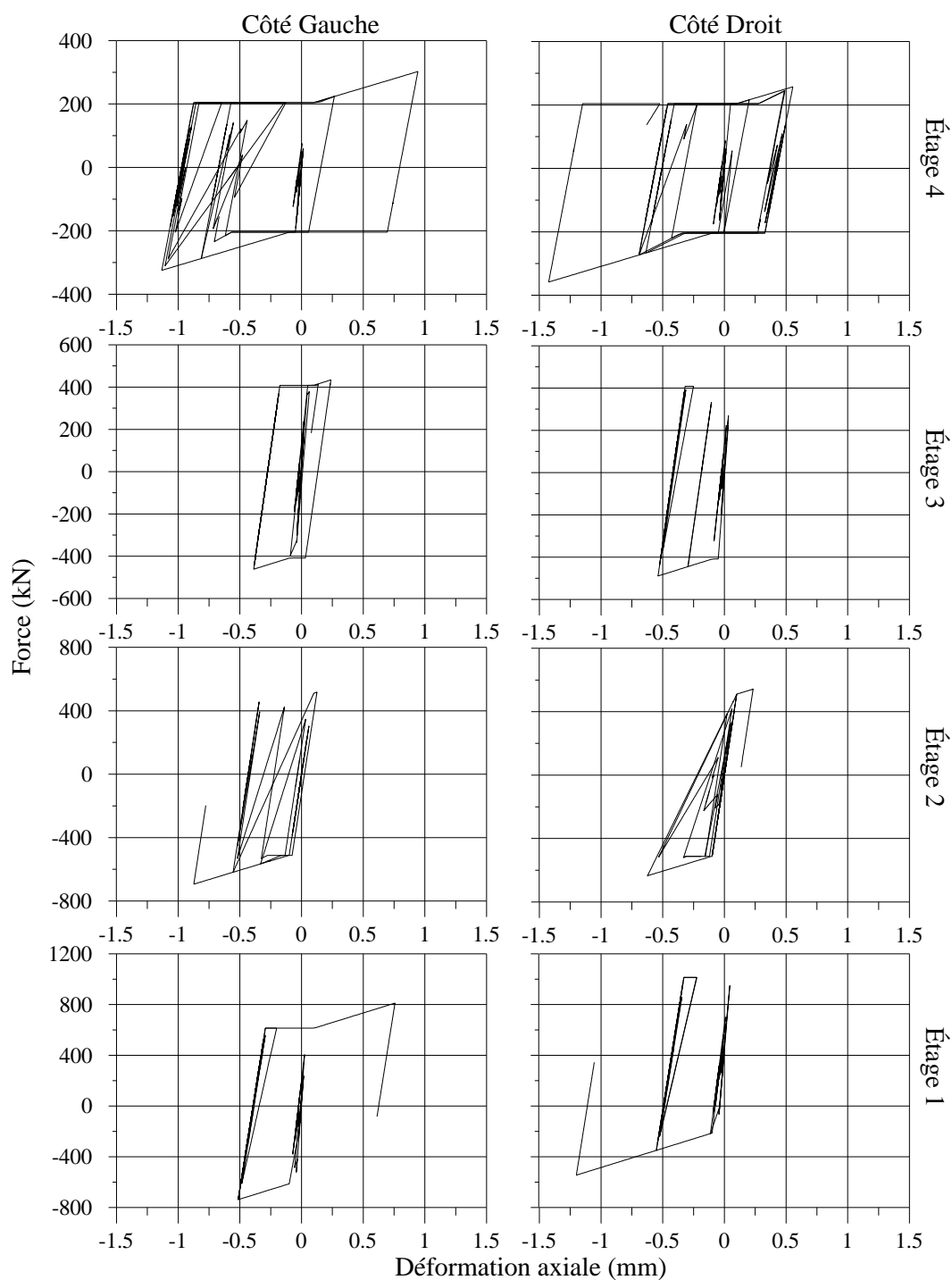


Figure 5.32 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 10$ s

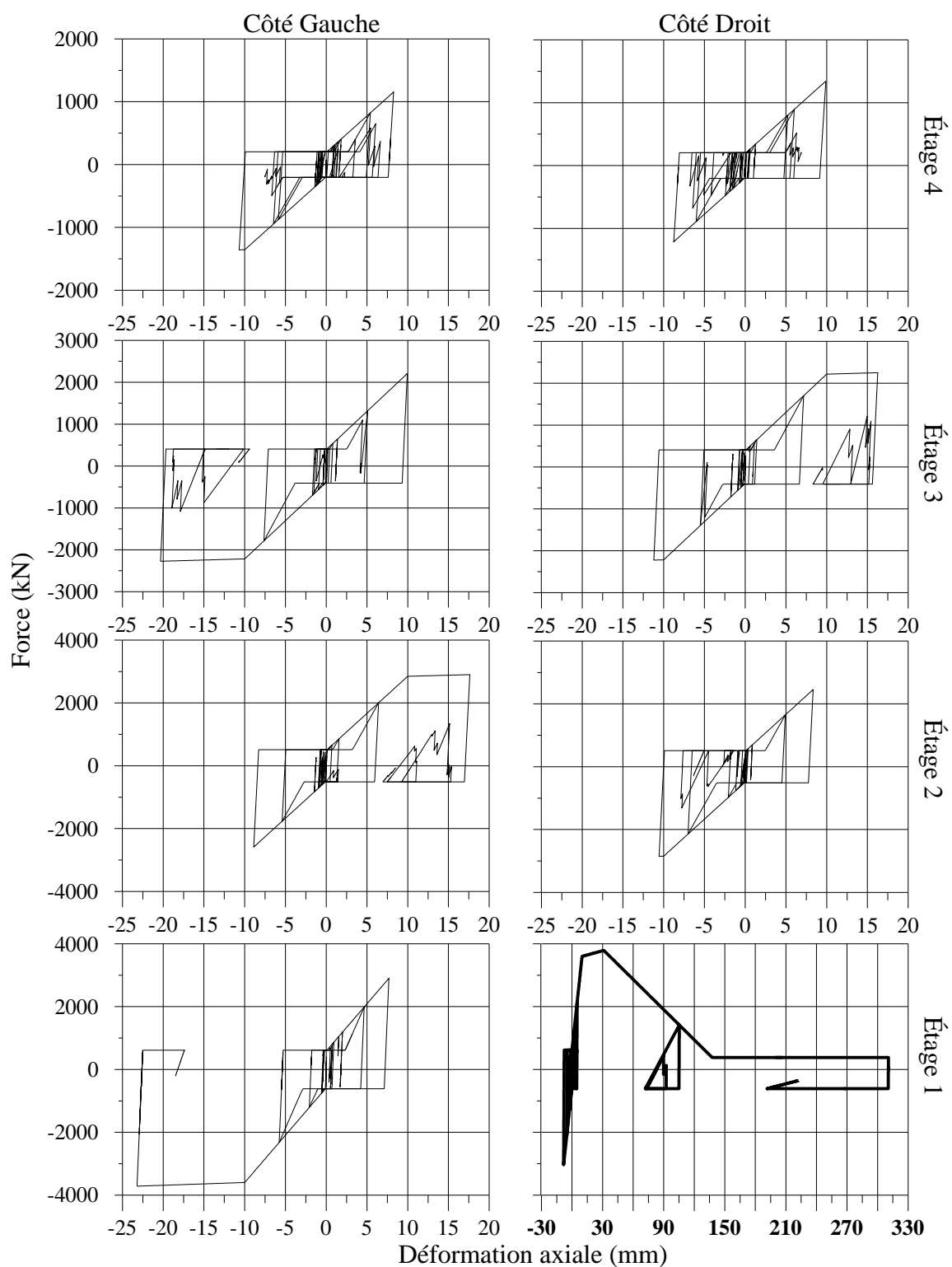


Figure 5.33 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 20$ s

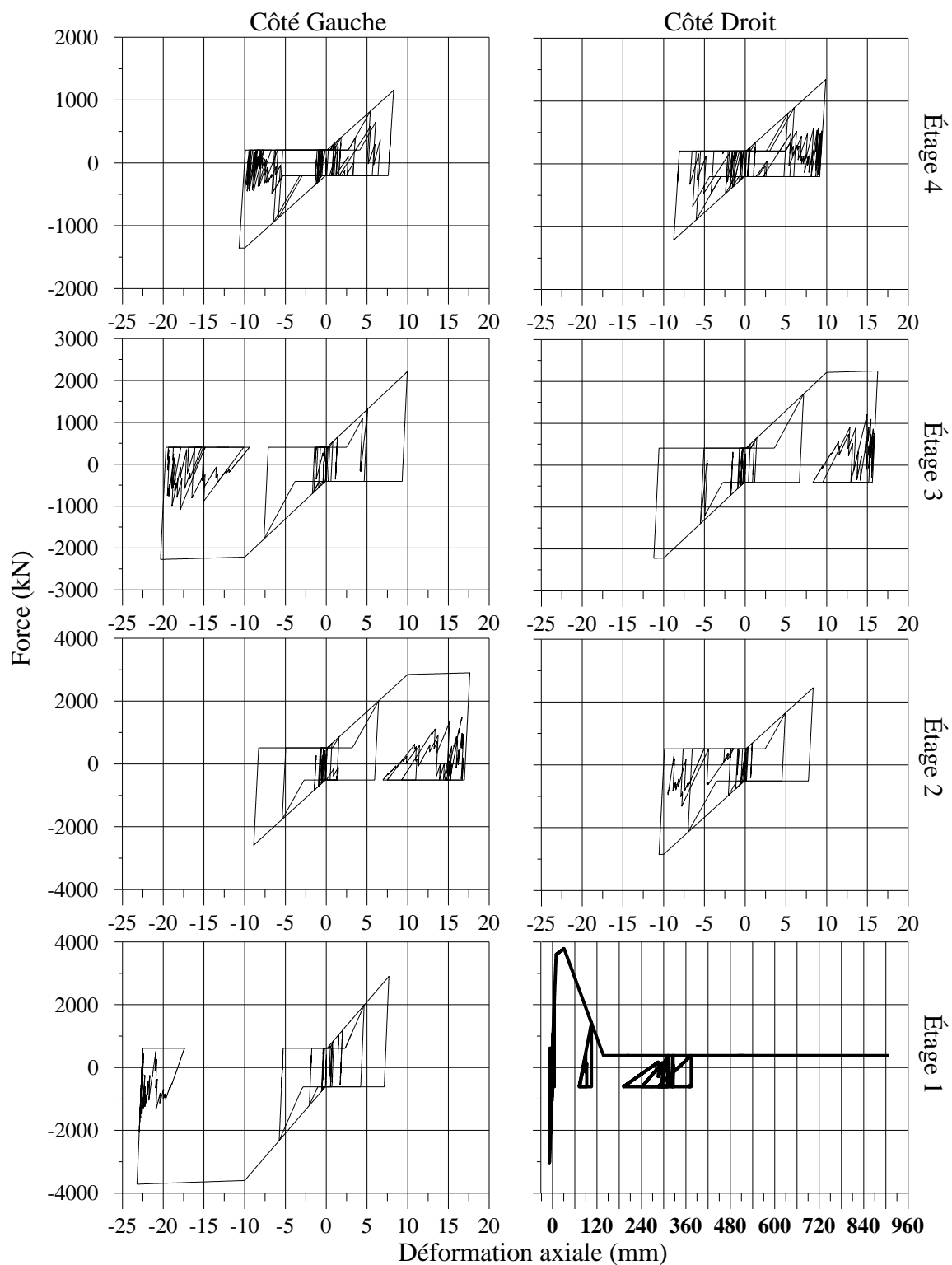


Figure 5.34 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 30$ s

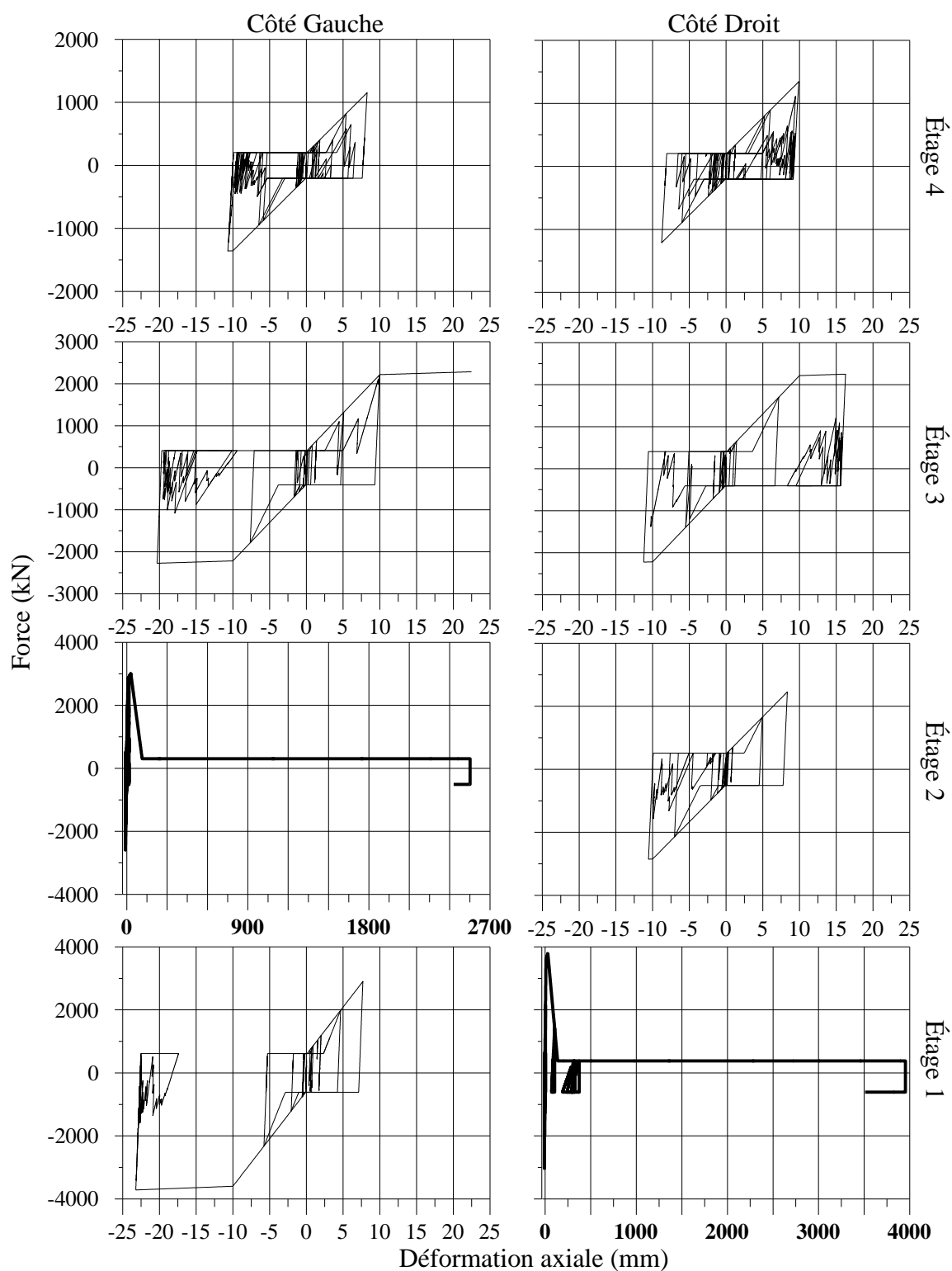


Figure 5.35 - Forces en fonction des déformations axiales des diagonales au temps $t = 40$ s

Sur ces figures on peut voir l'évolution des hystérèses des diagonales en fonction du temps du séisme. On remarque que la connexion du 1^{er} étage (diagonale droite) est la première à céder. À

20 s la déformation axiale de cette connexion est déjà très importante. On note aussi qu'à la fin du séisme, la connexion au 2^e étage (diagonale gauche) a aussi cédée.

5.3.2 Calcul de la probabilité d'effondrement de la structure (basé sur l'ATC (2009))

Les analyses temporelles effectuées permettent d'évaluer la probabilité d'effondrement de la structure, en déterminant l'accélération spectrale médiane d'effondrement, S_{CT} , et en calculant, par la suite, la marge de sécurité restante, CMR. La CMR est égale au rapport entre S_{CT} et l'accélération spectrale du spectre cible de la norme à la période fondamentale T, S_{MT} (Eq. 5-1). Précisons que S_{CT} correspond à la valeur spectrale médiane des enregistrements à la période fondamentale T lorsque le nombre d'enregistrements ayant entraîné l'effondrement est égal à la moitié des enregistrements.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad \text{Eq. 5-1}$$

Une fois la valeur de CMR obtenue des analyses temporelles, il est nécessaire d'évaluer l'acceptabilité du CMR calculé. L'acceptabilité se mesure en vérifiant la qualité de l'information qui définit le système; en évaluant l'incertitude totale du système et en établissant des limites sur la probabilité d'effondrement. Les étapes nécessaires de la procédure servant à évaluer la performance d'un système sont présentées plus en détails pour les bâtiments étudiés.

Étape 1 : Calculer le CMR

Après avoir effectué les analyses temporelles avec les 20 séismes historiques et les 10 séismes synthétiques pour le bâtiment VaC156N04sSXE et les analyses avec les 20 séismes historiques pour le bâtiment VaC156L05sCVE nous avons obtenus en gras les facteurs (FA) présentés au Tableau 5.36. Ces facteurs correspondent au facteur à appliquer à l'ensemble de séismes pour que 50% des séismes de l'ensemble causent l'effondrement de la structure. Ces derniers sont également présentés sous la forme graphique à la Figure 5.36.

Tableau 5.36 - Facteurs d'amplification à appliquer aux séismes pour que la moitié d'entre eux endommagent le bâtiment

VaC156N04sSXE 20 Historiques		VaC156N04sSXE 10 Artificiels		VaC156L05sCVE 20 Historiques	
FA	Nombres de séismes qui causent l'effondrement	FA	Nombres de séismes qui causent l'effondrement	FA	Nombres de séismes qui causent l'effondrement
0	0	0	0	0	0
0,5	0	1,0	0	0,5	0
1,0	0	1,5	2	1,5	1
1,5	1	1,8	2	1,8	7
2,0	7	1,85	4	1,9	8
2,1	10	1,9	4	2,0	10
2,2	12	1,95	4	2,1	12
2,3	13	2,0	6	2,2	13
		2,2	7		

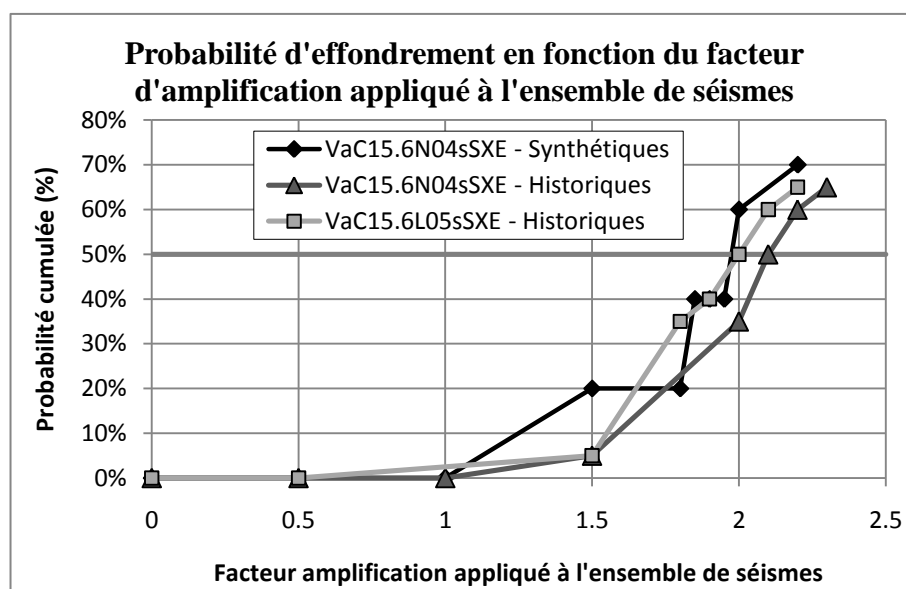


Figure 5.36 - Probabilité d'effondrement en fonction du facteur d'amplification appliqué à l'ensemble de séismes pour tous les bâtiments étudiés

Pour le bâtiment de 4 étages (VaC156N04sSXE), nous avons déterminé que le facteur à appliquer aux séismes pour que 50% causent des dommages importants à la structure est de 2,1 avec les séismes historiques et de 2,0 avec les séismes synthétiques. Pour le bâtiment de 5 étages (VaC156L05sCVE), nous avons déterminé que ce facteur est de 2,0. De plus on remarque que les courbes de probabilité faites avec les 20 séismes historiques montrent des résultats continus tandis que celle obtenue avec les 10 séismes synthétiques a la forme d'un escalier. Cette

différence est causée par le nombre de séismes utilisés. En effet, plus le nombre de séismes est grand plus la courbe sera continue. Avec les courbes obtenues, nous avons conclu que l'utilisation de 20 séismes donne des résultats acceptables. Finalement, si on compare les courbes entre elles, il est intéressant de voir que l'allure est la même et que la probabilité augmente en fonction du facteur d'amplification d'approximativement la même grandeur pour tous les cas (pour tous les bâtiments et pour tous les séismes).

Par la suite, nous avons déterminé pour les deux bâtiments, la période de design, T_{design} ; l'accélération spectrale médiane de l'ensemble de séismes à la période de design, S_{CT} ; l'accélération spectrale médiane d'effondrement à la période de design, S_{CT} , l'accélération spectrale du spectre cible (5% d'amortissement) de la norme à la période de design, S_{MT} , et le rapport CMR (Eq. 5-1). Les résultats sont montrés au Tableau 5.37.

Tableau 5.37 - Facteur CMR

	FA	T_{dyn}	$2 \times T_{\text{emp}}$	T_{design}	$S_{\text{Médian}}$	S_{CT}	S_{MT}	CMR
VaC15.6N04sSXE - Historiques	2,1	0,73	0,78	0,73	0,505	1,061	0,497	2,13
VaC15.6N04sSXE - Synthétiques	2,0	0,73	0,78	0,73	0,517	1,034	0,497	2,08
VaC15.6L05sCVE - Historiques	2,0	0,93	0,78	0,78	0,479	0,958	0,466	2,06

Pour le bâtiment de 4 étages (VaC156N04sSXE), nous avons déterminé que le rapport CMR est de 2,13 avec les séismes historiques et de 2,08 avec les séismes synthétiques. Pour le bâtiment de 5 étages (VaC156L05sCVE), nous avons déterminé que le rapport CMR est de 2,06 avec les séismes historiques. On constate que les CMR obtenus avec les synthétiques et historiques sont presque identiques. Notons toutefois que nous aurions pu nous attendre à avoir des résultats différents si nous avions eu des bâtiments qui avaient des périodes plus grandes, par exemple supérieure à 2,0 s, dû au fait que les spectres des séismes historiques sont plus faibles que les historiques dans ces zones de périodes.

Étape 2 : Calculer le CMR ajusté, ACMR

Par la suite, nous avons calculé le CMR ajusté, ACMR, des modèles à l'aide de l'Eq. 5-2.

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad \text{Eq. 5-2}$$

Le facteur SSF permet d'ajuster le CMR en fonction de la forme du spectre cible qui diffère légèrement de celles des spectres de l'ensemble d'accélérogrammes. Le SSF dépend de :

- la période fondamentale de design de la structure T_{design} , qui est de 0,73 s pour le bâtiment de 4 étages et de 0,78 s pour le 5 étages ;
- des conditions de site, ici un site de catégorie C (CNBC 2005) ayant une vitesse d'onde variant entre 360 et 760 m/s ce qui correspond à un site de catégorie C dans la norme NEHPR ;
- de la ductilité μ_T du modèle qui correspond à R_d de 1,5 dans notre cas.

Les valeurs du facteur SSF sont données aux tables 7-1a et 7-1b de l'ATC et ici au Tableau 5.38. Les valeurs de SSF pour nos deux bâtiments sont de 1,06. Par conséquent, les valeurs de ACMR sont données au Tableau 5.39.

Tableau 5.38 - Facteur SSF, tiré de l'ATC (Table 7-1a)

T (s)	Period based ductility, m_T			
	1	1,1	1,5	2
0,5	1,00	1,02	1,04	1,06
0,6	1,00	1,02	1,05	1,07
0,7	1,00	1,03	1,06	1,08
0,8	1,00	1,03	1,06	1,08
0,9	1,00	1,03	1,07	1,09
1	1,00	1,04	1,08	1,1
1,1	1,00	1,04	1,08	1,11
1,2	1,00	1,04	1,09	1,12
1,3	1,00	1,05	1,10	1,13
1,4	1,00	1,05	1,10	1,14
1,5	1,00	1,05	1,11	1,15

Tableau 5.39 - Valeurs ACMR

	ACMR
VaC15.6N04sSXE - Historiques	2,26
VaC15.6N04sSXE - Synthétiques	2,22
VaC15.6L05sCVE - Historiques	2,18

Étape 3 : Calculer l'incertitude totale du système, β_{TOT}

Par la suite, l'incertitude totale du système, β_{TOT} a été calculé. (Eq. 5-3).

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2}$$

Eq. 5-3

L'incertitude dépend de quatre facteurs :

- L'incertitude reliée aux exigences de dimensionnement, β_{DR} (définie au chapitre 3 de l'ATC)
 - $0,10 < \beta_{DR} < 0,50$
- L'incertitude sur les données expérimentales, β_{TD} (définie au chapitre 3 de l'ATC)
 - $0,10 < \beta_{TD} < 0,50$
- L'incertitude liée à la modélisation, β_{MDL} , soit la plage couverte par les modèles types et le comportement des différentes composantes du système (définie au chapitre 5 de l'ATC)
 - $0,10 < \beta_{MDL} < 0,50$
- L'incertitude entre les mouvements sismiques eux-mêmes, β_{RTR} (définie au chapitre 7 de l'ATC)
 - $0,20 < \beta_{RTR} < 0,40$

Étant donné que ces 4 facteurs sont les mêmes pour les 2 bâtiments étudiés, l'incertitude calculé sera la même. Les paramètres d'incertitudes choisis sont donnés et expliqués au Tableau 5.40.

Tableau 5.40 - Paramètres décrivant l'incertitude

Paramètre d'incertitude	Niveau	Explication
Qualité des exigences de dimensionnement données par les normes. $\beta_{DR} = 0,20$		
Exhaustivité et robustesse	Élevé	L'exhaustivité et la robustesse des exigences de dimensionnement pour le système utilisé sont très élevées parce que les constructions conventionnelles existent depuis longtemps et ont fait l'objet de plusieurs études.
Confiance dans les équations de base	Moyen	Les équations de base utilisées pour les poutres, les colonnes et les contreventements ont été validées à maintes reprises, ce qui leur confère un niveau de confiance élevé. Toutefois, nous avons choisi un niveau de confiance moyen étant donné que la valeur de R_d de 1,5 représentant la ductilité intrinsèque du système des constructions conventionnelles n'a pas été validée expérimentalement.
Qualité des données expérimentales. $B_{TD} = 0,35$		
Exhaustivité et robustesse	Moyen	Plusieurs spécimens et plusieurs géométries de connexions ont été testés au laboratoire. De plus, les résultats obtenus avec les spécimens identiques étaient consistants et montraient une variabilité très faible. Toutefois, nous avons choisi d'utiliser un niveau moyen étant donné que nous avons testé uniquement des connexions avec 2 boulons et que nos modèles ont des connexions qui en contiennent davantage.
Confiance dans les résultats des essais	Moyen	Les résultats obtenus avec les spécimens étaient consistants et montraient une variabilité très faible, ce qui augmente la confiance en nos résultats. Toutefois, nous avons choisi d'utiliser un niveau Moyen étant donné que le nombre de spécimens testés n'était pas assez grand pour pouvoir faire des statistiques.
Qualité des modèles et des paramètres de modélisation. $B_{MDL} = 0,10$		
Représentation fidèle des caractéristiques d'endommagement	Élevé	Étant donné le nombre élevé de modèles considérés lors des analyses inélastiques, nous avons considéré que l'exhaustivité et la robustesse des modèles étaient élevées. Il est vrai que lors des analyses incrémentales seulement deux bâtiments ont été étudiés, toutefois il s'agissait des bâtiments les plus critiques soit ceux qui montraient les demandes de déformation admissibles les plus élevées lors des analyses inélastiques. De plus, pour l'usage qu'on voulait en faire, soit l'étude des connexions ductiles, les modèles représentent fidèlement le comportement attendu.
Précision et robustesse des modèles	Élevé	La confiance dans les résultats est très élevée étant donné que les bâtiments ont été modélisés avec beaucoup de détails. Par exemple, les éléments finis composant les éléments ont été subdivisés en fibres ayant un comportement inélastique validés expérimentalement; les colonnes modélisées prenaient en compte les contraintes résiduelles; les colonnes et les contreventements pouvaient flamber; les goussets ont été dimensionnés et modélisés en conséquence;
Incertitude entre les mouvements sismiques. $B_{RTR} = 0,40$		
Variabilité entre les enregistrements	Faible	Comme il est suggéré dans l'ATC, nous avons choisi d'utiliser un facteur B_{RTR} de 0,40. Étant donné que notre système est peu ductile, cette valeur aurait pu être réduite, mais afin d'être conservateur, nous avons choisi de conserver la valeur suggérée de 0,40.

Par conséquent, on peut conclure que, pour tous les modèles, β_{TOT} égale 0,6 (Eq. 5-4).

$$\beta_{TOT} = \sqrt{0,40^2 + 0,20^2 + 0,35^2 + 0,10^2} = \mathbf{0,6} \quad \text{Eq. 5-4}$$

Étape 4 : Déterminer les valeurs acceptables de l'ACMR

Les valeurs acceptables $ACMR_{10\%}$ et $ACMR_{20\%}$ sont données dans la table 7-3 de l'ATC ou au Tableau 5.41.

Tableau 5.41 - Probabilité d'endommagement, tiré de l'ATC (Table 7-3)

Incertitude du système (β_{TOT})	Probabilité d'endommagement				
	$ACMR_{5\%}$	$ACMR_{10\%}$	$ACMR_{15\%}$	$ACMR_{20\%}$	$ACMR_{25\%}$
0,275	1,57	1,42	1,33	1,26	1,2
0,3	1,64	1,47	1,36	1,29	1,22
0,325	1,71	1,52	1,4	1,31	1,25
0,35	1,78	1,57	1,44	1,34	1,27
0,375	1,85	1,62	1,48	1,37	1,29
0,4	1,93	1,67	1,51	1,4	1,31
0,425	2,01	1,72	1,55	1,43	1,33
0,45	2,1	1,78	1,59	1,46	1,35
0,475	2,18	1,84	1,64	1,49	1,38
0,5	2,28	1,9	1,68	1,52	1,4
0,525	2,37	1,96	1,72	1,56	1,42
0,55	2,47	2,02	1,77	1,59	1,45
0,575	2,57	2,09	1,81	1,62	1,47
0,6	2,68	2,16	1,86	1,66	1,5
0,625	2,8	2,23	1,91	1,69	1,52
0,65	2,91	2,3	1,96	1,73	1,55
0,675	3,04	2,38	2,01	1,76	1,58
0,7	3,16	2,45	2,07	1,8	1,6
0,725	3,3	2,53	2,12	1,84	1,63
0,75	3,43	2,61	2,18	1,88	1,66
0,775	3,58	2,7	2,23	1,92	1,69
0,8	3,73	2,79	2,29	1,96	1,72
0,825	3,88	2,88	2,35	2	1,74
0,85	4,05	2,97	2,41	2,04	1,77
0,875	4,22	3,07	2,48	2,09	1,8
0,9	4,39	3,17	2,54	2,13	1,83
0,925	4,58	3,27	2,61	2,18	1,87
0,95	4,77	3,38	2,68	2,22	1,9

Résumé des résultats obtenus

Au final, les résultats obtenus ont été rassemblés au Tableau 5.42.

Tableau 5.42 – Probabilité d’effondrement

	Probabilité d’effondrement
VaC15.6N04sSXE - Historiques	9,0 %
VaC15.6N04sSXE - Synthétiques	9,5 %
VaC15.6L05sCVE - Historiques	9,8 %

On constate alors que pour les 2 bâtiments étudiés avec les séismes historiques comme avec les synthétiques, la probabilité d’effondrement des structures ayant des connexions ductiles est inférieur à 10%. Dans l’ATC, on juge qu’une probabilité d’effondrement égale ou inférieur à 10% est jugée acceptable. Par conséquent, si on considère les analyses inélastiques incrémentales effectuées, les bâtiments : VaC15.6N04sSXE et VaC15.6L05sCVE auront un comportement acceptable. Ces deux bâtiments sont des structures où l’utilisation des connexions ductiles était à la limite de l’admissible (à la limite du 31 mm). Par conséquent, si on constate que les bâtiments étudiés étaient limites et que malgré cela, la probabilité d’effondrement est en deça de 10%, nous pouvons avoir confiance en nos résultats. Par ailleurs, les analyses incrémentales, nous permettent de confirmer que les bâtiments étudiés de 15,6 m localisés à Vancouver montrent un comportement satisfaisant lorsque les connexions sont ductiles.

5.3.3 Étude sur les demandes de force axiale dans les colonnes

Jusqu’à présent, on a pu voir que les connexions ductiles accommodent adéquatement, pour plusieurs structures, les demandes de déformation évaluées à la section 5.2. Dans cette section, nous nous sommes intéressés à l’effet des connexions non-ductiles et ductiles sur les demandes de force des colonnes. Cette étude sur la demande de force dans les colonnes est très importante puisqu’il n’y a pas de clause sismique particulière pour le design des colonnes lorsque les structures sont de Type CC et on sait que l’utilisation de connexions non-ductiles risque de surcharger les colonnes. Pour vérifier les efforts dans les colonnes, nous avons choisi deux structures, soit les deux bâtiments standards de 4 et 8 étages et nous avons évalué le rapport C_f/C_u des colonnes, soit la force maximale obtenue dans la colonne lors des analyses temporelles, C_f , divisée par la résistance en compression de la colonne, C_u . Nous avons utilisé

les trois modèles (élastique, inélastique et incrémentale) du bâtiment standard de 4 étages et pour l'ensemble des séismes historiques nous avons calculé le rapport C_f/C_u des colonnes. Par la suite, nous voulions voir si les conclusions des rapports C_f/C_u étaient les mêmes pour une structure plus haute. Par conséquent, nous avons utilisé les deux modèles (élastique et inélastique) du bâtiment standard de 8 étages et nous avons calculé le rapport C_f/C_u des colonnes. Les résultats sont donnés à la Figure 5.37, au Tableau 5.43 pour le 4 étages et au Tableau 5.45 pour le 8 étages.

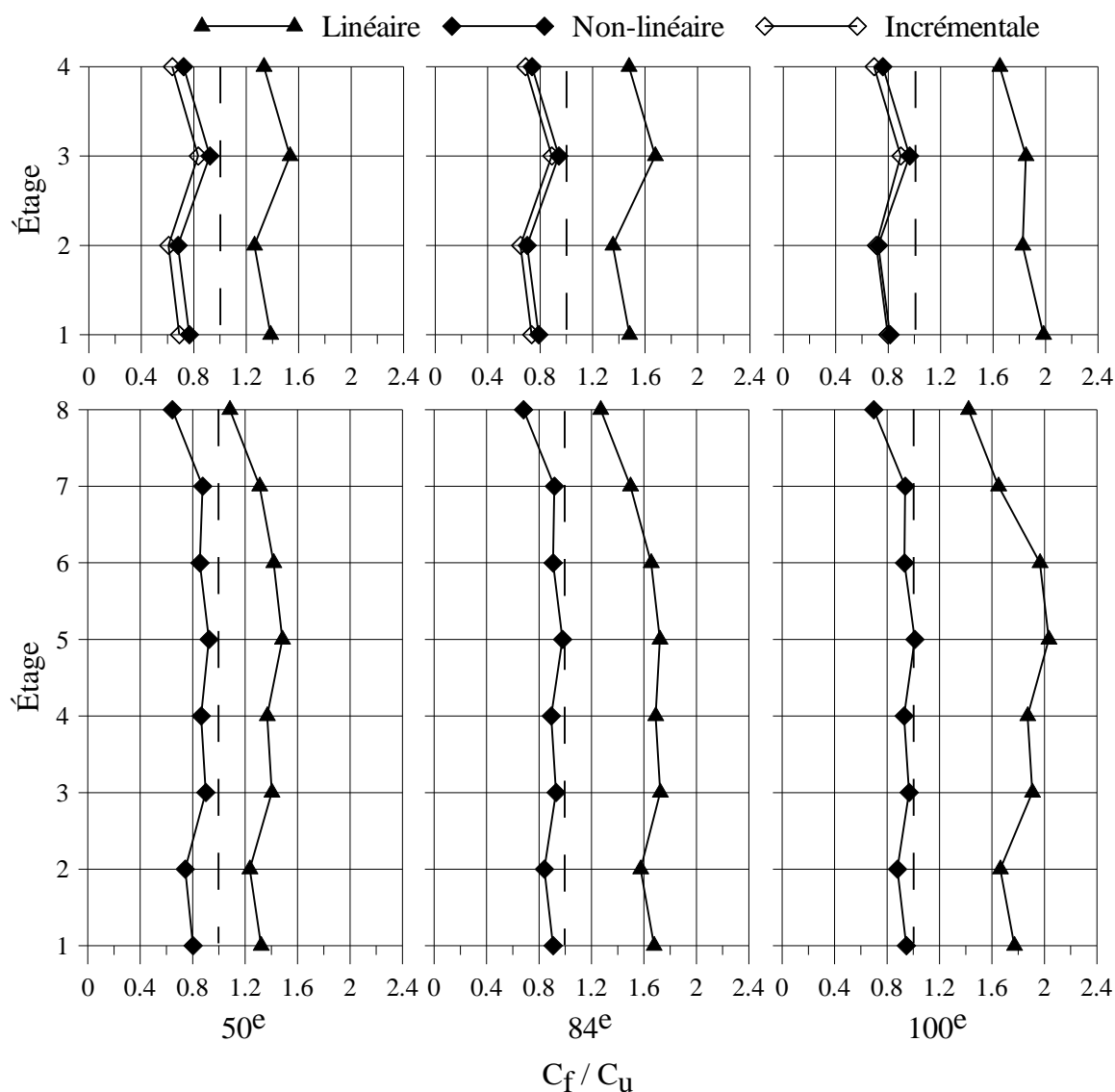


Figure 5.37 - Rapport C_f/C_u des colonnes pour les bâtiments standards de Vancouver de 4 et 8 étages

Tableau 5.43 - Bâtiments standards de Vancouver de 4 étages : Valeurs 50°, 84° et 100° des Ratios C_f/C_u

VaC15,6N04sSXE Modèle élastique				VaC15,6N04sSXE Modèle inélastique				VaC15,6N04sSXE Modèle incrémental			
Étages	C_f/C_u			Étages	C_f/C_u			Étages	C_f/C_u		
	50°	84°	100°		50°	84°	100°		50°	84°	100°
4	1,34	1,48	1,65	4	0,72	0,74	0,76	0,64	0,69	0,69	0,64
3	1,53	1,68	1,85	3	0,92	0,94	0,96	0,83	0,89	0,90	0,83
2	1,26	1,35	1,83	2	0,68	0,70	0,73	0,61	0,65	0,71	0,61
1	1,39	1,48	1,99	1	0,77	0,79	0,81	0,69	0,74	0,80	0,69

Pour le bâtiment de 4 étages, on remarque que pour le modèle élastique, les rapports C_f/C_u médians sont tous supérieurs à 1,0. En fait, un facteur supérieur à l'unité nous indique que la résistance en compression de la colonne est inférieure à l'effort déterminé lors des analyses temporelles élastiques. Par conséquent, les connexions non-ductiles dimensionnées avec un facteur d'amplification de 1,5, en plus de montrer des demandes de force trop élevés sur les connexions (section 5.1.1), montrent que les colonnes atteindront leur résistance en compression, ce qui n'est pas souhaitable.

Par contre, l'utilisation de connexions ductiles montre des résultats beaucoup plus satisfaisants (modèle inélastique). En effet on remarque que les rapports C_f/C_u médians sont tous inférieurs à 1,0. La réduction de C_f , est causée par le comportement ductile de la connexion qui plastifie et par conséquent limite l'effort résultant dans la diagonale et du même coup dans la colonne. Par conséquent, il est très avantageux d'utiliser des connexions ductiles puisque ces dernières nous permettent de protéger les poteaux de notre structure, éléments très importants pour la sécurité.

De plus, nous remarquons au Tableau 5.44 que le rapport entre les résultats des C_f/C_u obtenus est environ 1,8 fois plus élevé pour le modèle élastique que pour le modèle inélastique. Cet écart est dû au fait que les facteurs $R_d \times R_o$ (qui vaut 1,95) ont été utilisé dans le modèle inélastique.

Tableau 5.44 - Rapport C_f/C_u entre les analyses élastique et inélastique

Étage	$[C_f/C_u]_{\text{Élastique}} / [C_f/C_u]_{\text{Inélastique}}$
4	1,85
3	1,66
2	1,86
1	1,81

Le modèle incrémental, quant à lui, donne des résultats de C_f/C_u comparables à ceux donnés par les analyses avec le modèle inélastique, quoique légèrement inférieurs. Cette diminution du rapport C_f/C_u est simplement due à la modélisation de l'élément ductile qui ne permet pas d'atteindre des forces aussi grandes avec le modèle incrémental qu'avec le modèle inélastique (Figure 5.38). Ces résultats nous montrent l'importance de la modélisation et l'influence que celle-ci peut avoir sur les résultats.

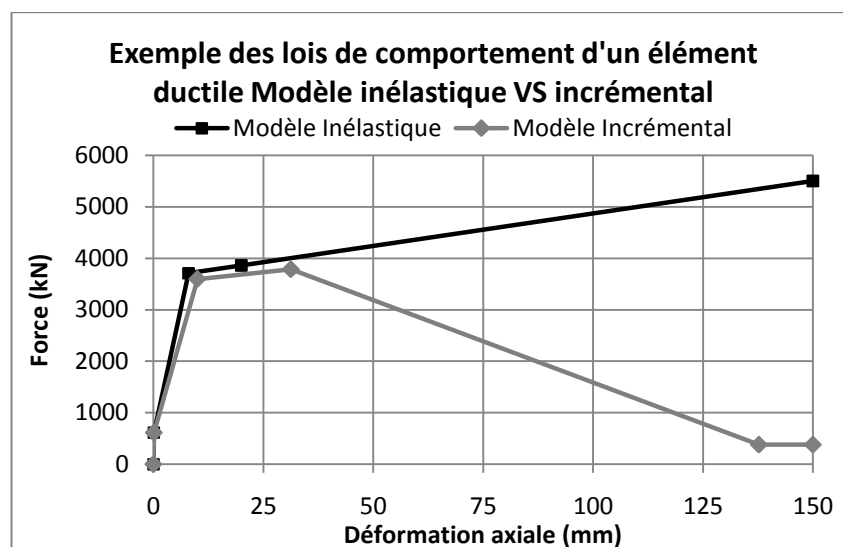


Figure 5.38 - Exemple des lois de comportement d'un élément ductile: Modèle inélastique VS incrémental

Tableau 5.45 - Bâtiments standards de Vancouver de 8 étages : Valeurs 50e, 84e et 100e des Ratios C_f/C_u

VaC30,6N08sSXE- Modèle élastique				VaC30,6N08sSXE- Modèle inélastique			
Étages	Ratios C_f/C_u			Étages	Ratios C_f/C_u		
	50 ^e	84 ^e	100 ^e		50 ^e	84 ^e	100 ^e
8	1,08	1,27	1,42	8	0,65	0,68	0,70
7	1,31	1,50	1,65	7	0,88	0,92	0,94
6	1,42	1,66	1,97	6	0,86	0,91	0,93
5	1,48	1,72	2,03	5	0,92	0,98	1,01
4	1,37	1,69	1,87	4	0,86	0,89	0,93
3	1,40	1,73	1,91	3	0,90	0,93	0,97
2	1,24	1,58	1,66	2	0,74	0,84	0,88
1	1,32	1,68	1,77	1	0,80	0,91	0,95

Pour le bâtiment de 8 étages, on remarque que pour le modèle élastique, les rapports C_f/C_u médians sont tous supérieurs à 1,0, comme c'était le cas pour le bâtiment de 4 étages. Par conséquent, les connexions non-ductiles dimensionnées avec un facteur d'amplification de 1,5,

montrent que les colonnes atteindront leur résistance en compression. Comme montré précédemment pour le bâtiment de 4 étages, on remarque que l'utilisation de connexions ductiles donne des rapports C_f/C_u médians nettement inférieurs, et presque tous inférieurs à 1,0. La réduction de C_f montre encore une fois qu'il est très avantageux d'utiliser des connexions ductiles puisque ces dernières nous permettent de réduire les efforts dans les poteaux.

En définitive, pour les deux bâtiments étudiés, bâtiments standards de Vancouver de 4 et 8 étages, les connexions non-ductiles sont à proscrire, puisque les rapports de C_f/C_u nous montrent que la force obtenue des analyses temporelles excède la capacité de la colonne. Par contre, les connexions ductiles sont très avantageuses puisqu'elles permettent de réduire considérablement les efforts dans les poteaux.

5.4 Conclusions

Précisons que les résultats présentés et utilisés dans les conclusions représentent la tendance centrale, soit les valeurs moyennes ou médianes. Le lecteur est prié de consulter le Chapitre 5 pour obtenir les statistiques de ces résultats.

5.4.1 Conclusions des analyses temporelles élastiques

Les analyses temporelles élastiques ont permis d'évaluer la demande de force sur les connexions lorsque ces dernières sont non-ductiles et dimensionnées avec des efforts sismiques amplifiés par R_d égale à 1,5 (27.10 (b), CSA-S16). Avec ces analyses, nous avons évalué la demande de force sur les connexions en évaluant le ratio P/P_{de} : la force axiale maximale s'exerçant dans la connexion lors des analyses élastiques (P) divisée par la capacité de la connexion (P_{de}), soit sa résistance pondérée amplifiée par le facteur de sur-résistance (R_o) de 1,3.

Il faut également garder à l'esprit que les analyses temporelles ont été réalisées en utilisant un amortissement de 3% tandis que pour déterminer P_{de} , on utilise le spectre du CNBC 2005 qui lui utilise un amortissement de 5%, ce qui engendre des demandes de force plus élevées. Une étude approfondie sur l'amortissement de 5% utilisé dans le CNBC 2005 est suggérée étant donné qu'elle entraîne des efforts de dimensionnement inférieurs à ceux auxquels on peut s'attendre avec un amortissement de 3%.

L'objectif de cette série d'analyses était d'étudier le comportement des cadres de contreventements ayant des connexions non-ductiles. Pour ce faire, nous avons évalué la demande de force requise dans les connexions non-ductiles (P/P_{de}) et commenter la limite de hauteur. La série d'analyses élastiques effectuée sur les bâtiments standards de Montréal montre que pour les bâtiments de 2 et 4 étages les rapports P/P_{de} sont plus petits que 1,0 et donc que pour ces bâtiments les connexions non-ductiles sont sécuritaires. Toutefois, pour les bâtiments de plus de 4 étages, les ratios P/P_{de} sont supérieurs à l'unité. Dans ces conditions, les connexions non-ductiles ne devraient pas être utilisées. Ces dernières remarques s'inscrivent dans la philosophie adoptée par le code, à savoir que les bâtiments de type CC, situés à Montréal sur un site de catégorie C, ne peuvent excéder 15 m de hauteur. Notons que dans notre cas, la limite de 15 m correspond au bâtiment de 4 étages. Par contre, pour la ville de Vancouver, tous les bâtiments standards modélisés avec les connexions non-ductiles (2 à 10 étages) ont montré des demandes de force sur les connexions plus importantes que leur capacité, soit des ratios P/P_{de} supérieurs à l'unité. Nous avons déterminé que ces ratios élevés étaient dus à deux facteurs : premièrement, le fait d'avoir utilisé un amortissement de 3 % dans le modèle qui a servi à réaliser les analyses temporelles contre la valeur de 5 % utilisée lors de l'analyse spectrale qui a permis de déterminer la force de dimensionnement, et, deuxièmement, le fait d'avoir comparer les résultats d'une analyse spectrale à ceux d'une analyse temporelle étant donné qu'il a été montré précédemment qu'à certains étages l'analyse temporelle donnait des résultats supérieurs à ceux de l'analyse spectrale. Les connexions non-ductiles dimensionnées avec un effort amplifié de 1,5 sont donc à éviter pour les bâtiments de Vancouver étudiées. Afin que les connexions non-ductiles montrent un comportement sécuritaire pour les bâtiments standards de 2 à 10 étages situés à Montréal, il faudrait que l'effort sismique utilisé pour la conception de la connexion soit amplifié par un facteur de 1,8, au lieu du 1,5 suggéré par le CNBC 2005, tandis que pour Vancouver, le facteur devrait être de 2,2, soit un facteur de 22% plus élevé. Pour les structures étudiées qui étaient localisées sur un site de catégorie E, à Montréal comme à Vancouver, les ratios P/P_{de} étaient tous supérieurs à 1,0. Nous avons conclu ici que les connexions non-ductiles sont à éviter et ce même si la hauteur des bâtiments est inférieure à 15 m.

Par ailleurs, nous avons conclu lors des analyses élastiques que la « sur-résistance » des bâtiments qui est induite par la procédure de dimensionnement imposée par les normes, par

exemple l'utilisation minimum de 80% de la force sismique latérale minimale ($0,8V_{MFSE}$), avait une grande influence sur le ratio P/P_{de} . Lorsque deux bâtiments sont similaires, même nombre d'étages et mêmes conditions de site, celui qui aura une plus grande « sur-résistance » montrera un ratio P/P_{de} plus faible et donc un meilleur comportement. De plus, nous avons conclu que pour les bâtiments étudiés, les chevrons sont à privilégier, car ils ont une plus grande « sur-résistance » et, par conséquent, montrent des demandes de force plus faibles. Il serait toutefois intéressant d'étendre l'étude à un nombre plus vaste de bâtiments afin de voir si dans tous les cas les chevrons montreraient une plus grande « sur-résistance ». Finalement, la hauteur d'étages d'un bâtiment ainsi que la localisation des cadres de contreventements, intérieur ou extérieur, n'ont pas beaucoup d'influence sur les demandes de force obtenues des analyses temporelles élastiques, ce sont plutôt la hauteur totale du bâtiment et le niveau de « sur-résistance » qui conditionnent le comportement du bâtiment.

Avec les résultats élastiques des séismes synthétiques et historiques, nous avons pu reconfirmer les remarques faites au chapitre 2 et 3, à savoir que pour des structures ayant des périodes près ou supérieures à 2,0 s, les séismes synthétiques donnent des résultats supérieurs à ceux des historiques car pour cette plage de périodes les historiques ont des spectres de réponse plus faibles que celui donné par le CNBC 2005 tandis que ceux des séismes synthétiques sont près du spectre cible.

5.4.2 Conclusions des analyses temporelles inélastiques

Les analyses temporelles inélastiques ont permis d'évaluer la demande de déformation sur les connexions lorsque ces dernières sont ductiles (27.10 (a), CSA-S16). Dans ce mémoire, la connexion boulonnée où le mode de rupture est l'écrasement des boulons contre la plaque de gousset a été utilisée. Nous avons réalisé des analyses temporelles inélastiques avec les connexions ductiles et leurs déformations axiales inélastiques, δ_p , ont été obtenues. Par la suite, nous avons comparé les déformations δ_p obtenues avec la déformation axiale inélastique maximale de 31 mm observée au laboratoire pour ce type de connexion.

Pour les bâtiments standards localisés à Montréal de 2 à 10 étages conçus avec les connexions ductiles décrites dans ce mémoire, les analyses temporelles inélastiques montrent que les déformations axiales maximales atteintes ne dépassaient jamais 7 mm, valeur nettement inférieur à la limite de 31 mm. Pour les bâtiments standards de Vancouver, les déformations

maximales atteintes étaient 23 mm et 24 mm pour les bâtiments de 2 et 4 étages, mais pour les bâtiments de plus de 4 étages, les déformations axiales maximales étaient supérieures à la limite de 31 mm. Ces résultats nous ont permis de confirmer que les connexions ductiles utilisés ici ne seraient pas adéquates pour des bâtiments de plus de 4 étages. Pour pouvoir utiliser des connexions ductiles sur ces bâtiments de 6 à 10 étages, il faudrait utiliser des connexions qui offrent une capacité en déformation de 37 mm. Par ailleurs, pour les bâtiments standards de 4 et 8 étages qui sont localisées sur un site de catégorie E à Montréal, les connexions ductiles montrent des déformations axiales maximales de 14 mm ou moins, ce qui est inférieur à la limite de 31 mm. Pour les bâtiments de Vancouver situés sur un site de catégorie E, les déformations axiales maximales obtenues sont de 42 mm pour le bâtiment de 4 étages et de 65 mm pour le bâtiment de 8 étages. Dans ce cas, pour que les connexions ductiles soient adéquates, il faudrait que la capacité en déformation de la connexion soit supérieure à 31 mm (42 mm pour le bâtiment de 4 étages et de 65 mm pour celui de 8 étages).

Suite aux analyses inélastiques, nous avons conclu que le système de contreventement utilisé, chevron ou split-X, de même que la hauteur d'étages, n'influencent pas significativement les demandes de déformation. En fait, c'est plutôt la « sur-résistance » et la hauteur totale du bâtiment qui conditionnent le comportement du bâtiment. Par ailleurs, nous avons conclu que la localisation des cadres de contreventements a un léger effet sur les demandes de déformation et que lorsque possible, il serait avantageux de les situer à l'extérieur du bâtiment.

Avec les résultats inélastiques des séismes synthétiques et historiques, nous avons pu conclure que pour les analyses temporelles inélastiques, les séismes synthétiques donnent, comme précédemment, des résultats supérieurs à ceux obtenus avec les séismes historiques.

5.4.3 Conclusions des analyses incrémentales

L'objectif de ces analyses était d'évaluer la performance des cadres de contreventement conçus avec des connexions ductiles. Pour ce faire, nous avons procédé à des analyses incrémentales avec les deux bâtiments qui avaient des déformations admissibles près de la limite de 31 mm. Ces analyses nous ont permis de conclure que les bâtiments : VaC15.6N04sSXE et VaC15.6L05sCVE auront une probabilité d'effondrement de 9,0% et 9,8% si des connexions ductiles sont utilisées. Les résultats obtenus pour ces deux bâtiments, nous permettent de

confirmer que les bâtiments étudiés de 15,6 m localisés à Vancouver montrent un comportement satisfaisant lorsque les connexions ductiles sont utilisées.

Dans la dernière section du chapitre, nous nous sommes intéressés à l'effet des connexions non-ductiles et ductiles sur les demandes de force des colonnes. Pour vérifier les efforts dans les colonnes, nous avons choisi deux structures, soit les deux bâtiments standards de 4 et 8 étages et nous avons évalué, pour des connexions non-ductiles et ductiles, le rapport C_f/C_u des colonnes, soit la force maximale obtenue dans la colonne lors des analyses temporelles, C_f , divisée par la résistance en compression de la colonne, C_u . Pour les deux bâtiments standards de Vancouver de 4 et 8 étages, les connexions non-ductiles ont montré des rapports de C_f/C_u supérieur à 1,0, ce qui nous indique que la force obtenue des analyses temporelles excède la capacité de la colonne tandis qu'avec les connexions ductiles les ratios C_f/C_u étaient tous inférieurs à 1,0. Par conséquent, il est avantageux d'utiliser des connexions ductiles car en plus d'accommoder les demandes de déformation requises pour atteindre la ductilité voulue, ces connexions permettent de réduire considérablement les efforts dans les poteaux et ainsi de les protéger.

CONCLUSIONS

Ce mémoire portait principalement sur l'étude du comportement sismique des structures en acier de la catégorie des constructions conventionnelles (type CC) ayant des connexions non-ductiles et ductiles. Également, une attention particulière a été portée à la sélection des mouvements sismiques servant à effectuer les analyses temporelles qui ont permis de caractériser le comportement des structures étudiées. Les conclusions de ce projet de recherche sont données aux sections suivantes.

Précisons que les résultats présentés et utilisés dans les conclusions représentent la tendance centrale, soit les valeurs moyennes ou médianes. Le lecteur est prié de consulter les sections « Résultats » des différents chapitres de ce mémoire pour obtenir les distributions statistiques ou les valeurs déterminées pour d'autres probabilités de dépassement.

Conclusions

Conclusions relatives à l'étude sur les mouvements sismiques

Au Chapitre 2, nous avons étudié l'amplification des mouvements sismiques due aux effets de sites de catégories D et E de l'est du Canada en réalisant des analyses dynamiques de dépôts de sol avec le logiciel Proshake. Nous avons ensuite comparé l'amplification obtenue à l'amplification utilisée pour les séismes artificiels proposés par Atkinson (2009). Les résultats obtenus montrent que les sols mous ont pour effets d'amplifier les mouvements sismiques aux alentours de la période fondamentale du sol. L'amplification a donc une forme de cloche normale avec un maximum dans la plage des périodes comprises entre 0,5 et 2,0 s et une amplification beaucoup plus faible pour les autres périodes. Dans certains cas, on a noté une déamplification pour les courtes périodes (inférieures à 0,5 s). De plus, on peut conclure que l'amplification due aux effets de site résultante des analyses de sol faites pour l'est du Canada est comparable à celle qu'on trouve dans les séismes synthétiques d'Atkinson (2009) sur la plage de périodes à l'étude. Notons toutefois que les résultats qui seront obtenus avec les séismes artificiels seront probablement plus élevés qu'avec les séismes historiques pour les bâtiments qui ont des périodes inférieures à 0,5 et supérieures à 2,0 s, parce que pour ces périodes, les signaux synthétiques ont généralement des spectres de réponse plus près du spectre

du CNBC 2005 et plus élevés que les séismes historiques. Les analyses élastiques et inélastiques faites au Chapitre 5 sur les structures de type CC confirment cette tendance : les séismes synthétiques donnent généralement des forces et déformations plus élevées que les séismes historiques pour des structures ayant des périodes proches ou supérieures à 2,0 s.

À partir des différentes méthodes de sélection et d'étalonnage décrites au Chapitre 3, nous avons formé 8 groupes de séismes synthétiques et 4 groupes de séismes historiques. Deux ensembles de 120 séismes synthétiques ont été générés et, à partir de ces derniers, nous avons réduit le nombre d'accélérogramme à 6 sous-ensembles de 10 séismes. De plus, 4 groupes de 10 séismes historiques ont été choisis et étalonnés. Nous avons étudié les caractéristiques de ces 12 groupes de séismes synthétiques et historiques sélectionnés et étalonnés avec différentes méthodes. Le comportement inélastique d'une structure en acier soumise à ces ensembles de séismes a également été étudié. Les analyses effectuées ont montré que les caractéristiques des groupes de séismes synthétiques étaient comparables à celles des séismes historiques et que les deux types de séismes donnaient lieu à une réponse inélastique également comparable pour la structure étudiée. On peut donc conclure que les séismes artificiels constituent une bonne alternative dans le cas où aucun enregistrement historique ne serait disponible. Notons toutefois qu'il est préférable d'utiliser des séismes historiques, s'ils sont disponibles en nombre suffisant. Deuxièmement, les résultats comparables obtenus entre les ensembles de 120 accélérogrammes et leurs sous-ensembles nous permettent de conclure qu'il est possible de réduire le nombre d'accélérogrammes à 10 sans affecter significativement les résultats. Troisièmement, après avoir testé les caractéristiques et les réponses inélastiques des différentes méthodes de sélection et d'étalonnage, nous avons déterminé que la méthode de sélection des séismes synthétiques FIT sans calibration donnent les résultats les plus près de ceux des séismes historiques. Cette méthode consistait à sélectionner les accélérogrammes dont le spectre de réponse s'approche le plus naturellement du spectre du CNBC 2005 sur la plage de périodes allant de 0,2 à 2,0 s, tout en s'assurant d'avoir au moins un enregistrement de chacun des scénarios magnitude-distance important. Pour ces séismes, nous suggérons de ne pas effectuer d'étalonnage puisqu'ils sont déjà naturellement près du spectre cible. Pour les séismes historiques, nous suggérons de sélectionner les séismes selon les critères suivants : scénarios magnitude-distance dominant l'aléa sismique, accélération de pointe au sol (PGA) proche de la valeur prescrite au site, la vitesse des ondes (V_s), ou classification du site qui correspond aux conditions du site, et

localisation de la station d'enregistrement. Finalement, pour l'étalonnage de ces séismes, nous suggérons la méthode des aires sous la courbe égales (IND) puisqu'elle a donné des résultats satisfaisant et qu'elle était très simple.

Conclusions relatives à l'étude sur le comportement sismique des structures en acier de type CC

Le premier objectif de cette étude était d'étudier le comportement des cadres de contreventements conçus avec des connexions non-ductiles dimensionnées avec l'effort dans la diagonale multiplié par 1,5. Pour ce faire, nous avons évalué la demande de force requise dans les connexions non-ductiles et commenter la limite de hauteur. Notons que la demande de force sur les connexions a été calculée en évaluant le ratio P/P_{de} : la force axiale maximale s'exerçant dans la connexion lors des analyses élastiques (P) divisée par la capacité de la connexion (P_{de}), soit sa résistance pondérée amplifiée par le facteur de sur-résistance (R_o) de 1,3. Par conséquent, un ratio supérieur à l'unité indique que les demandes de force sur les connexions sont plus grandes que la capacité réelle probable des connexions. Pour les bâtiments standards situés sur un sol de type C à Montréal, les rapports P/P_{de} sont plus petits que 1,0 pour les structures de 2 et 4 étages. Pour les bâtiments de plus de 4 étages, les ratios P/P_{de} sont supérieurs à l'unité. Le CNBC permet l'utilisation des structures de type CC pour des bâtiments jusqu'à 15 m de hauteur, soit la hauteur du bâtiment de 4 étages étudié. Pour Montréal, cette limite permet d'éviter les structures avec connexions non-ductiles pouvant être problématiques. Pour la ville de Vancouver, les ratios P/P_{de} sont supérieurs à l'unité pour tous les bâtiments standards situés sur un sol de type C étudiés (2 à 10 étages). Deux facteurs contribuent à ces ratios élevés : premièrement, les analyses temporelles ont été réalisées en utilisant un amortissement de 3% alors que les valeurs de P_{de} ont été déterminées avec le spectre du CNBC 2005 qui est basé sur un amortissement de 5% et, deuxièmement, l'analyse spectrale peut sous-estimer la force dans les diagonales, principalement dans les étages supérieurs où l'effet des modes supérieurs est relativement plus important. Les structures de type CC avec connexions non-ductiles sur un sol C à Vancouver seraient donc à éviter sauf si les efforts sismiques utilisés pour la conception des connexions sont amplifiés par un facteur de 2,2, au lieu du 1,5 tel que présentement spécifié dans la norme S16. Pour Montréal, on pourrait utiliser des structures de type CC avec connexions non-ductiles jusqu'à 10 étages si on amplifiait par 1,8 les efforts sismiques pour la

conception des connexions. Les ratios P/P_{de} étaient aussi tous supérieurs à 1,0 pour les structures étudiées qui étaient localisées sur un site de catégorie E à Montréal et à Vancouver. Les structures de type CC avec connexions non-ductiles sur ce type de sol sont donc à éviter et ce, même si la hauteur des bâtiments est inférieure à 15 m. Ces structures pourraient être utilisées à la condition d'augmenter les efforts de conception des assemblages au-delà des valeurs prescrites dans les normes actuelles. Les résultats de cette étude montrent que les efforts devaient être augmentés entre 1,8 et 2,8 selon le site et la hauteur du bâtiment.

Nous avons observé lors des analyses élastiques que la « sur-résistance » des bâtiments avait une grande influence sur le ratio P/P_{de} . Une structure possède une sur-résistance lorsque le rapport entre V_d et V_{de} est inférieur à 1,0, comme cela est possible en raison de la procédure de dimensionnement imposée par les normes (la limite supérieure imposées pour la période de la structure, la normalisation des efforts sismiques aux valeurs de la méthode statique équivalente, etc). Pour deux structures identiques, celle qui a une plus grande sur-résistance montre un ratio P/P_{de} plus faible et donc un meilleur comportement. Par exemple, les analyses ont montré que, pour les bâtiments étudiés, les contreventements en chevrons sont préférables aux contreventements en split-X car ils ont une plus grande sur-résistance et, par conséquent, sont sujets à des efforts moins élevés dans les connexions. Il serait toutefois intéressant d'étendre l'étude à un nombre plus vaste de bâtiments afin de vérifier si cette tendance se maintient toujours. Finalement, la hauteur d'étages d'un bâtiment ainsi que la position des cadres de contreventements dans la structure (travée intérieure ou travée au périmètre) n'ont pas beaucoup d'influence sur les demandes de force, l'influence de la sur-résistance étant plus importante.

Le second objectif de cette étude était d'étudier le comportement des cadres de contreventements conçus avec des connexions ductiles. Les connexions ductiles étaient des assemblages boulonnés ayant comme mode de rupture l'ovalisation excessive des trous du gousset due à la pression diamétrale des boulons. La capacité en déformation de ce type d'assemblages a été déterminée expérimentalement à 31 mm. Les analyses dynamiques temporelles inélastiques effectuées sur les 24 bâtiments ont servi à évaluer les déformations anticipées dans les connexions ductiles. Pour Montréal, les déformations calculées pour les bâtiments de 2 à 10 étages situés sur un site de catégorie C n'excédaient pas 7 mm. Cette valeur étant inférieure à la capacité des connexions ductiles (31 mm), on peut conclure que le type de connexion étudié est adéquat pour Montréal, même pour des structures excédant la limite de

hauteur de 15 m du CNBC 2005. Pour Vancouver, les déformations calculées dans les bâtiments de 6 étages et plus ont excédé la capacité limite de 31 mm. La limite de hauteur de 15 m du CNBC 2005 permet donc d'assurer un bon comportement pour ce type de connexion. Pour pouvoir utiliser des connexions ductiles sur les bâtiments de 6 à 10 étages, il faudrait utiliser des connexions qui offrent une capacité en déformation de 37 mm. Pour les bâtiments standards de 4 et 8 étages qui sont localisées sur un site de catégorie E à Montréal, les connexions ductiles montrent des déformations axiales maximales de 14 mm ou moins, ce qui est inférieur à la limite de 31 mm. Pour les bâtiments de Vancouver situés sur un site de catégorie E, les déformations axiales maximales obtenues sont de 42 mm pour le bâtiment de 4 étages et de 65 mm pour le bâtiment de 8 étages. Dans ce cas, pour que ce type de connexions soit adéquat, il faudrait que la capacité en déformation de la connexion soit de 42 mm pour le bâtiment de 4 étages et de 65 mm pour le bâtiment de 8 étages. Le système de contreventement utilisé (chevron ou split-X) et la hauteur d'étages n'influencent pas significativement les demandes de déformation. Comme pour les analyses élastiques, c'est plutôt la « sur-résistance » du bâtiment qui prédomine. La position des cadres de contreventements dans la structure (travée intérieure ou travée au périmètre) a un léger effet sur les demandes de déformation et que lorsque possible, il serait avantageux de les situer sur les travées au périmètre du bâtiment. Ces analyses inélastiques ont aussi permis de démontrer qu'il est avantageux d'utiliser des connexions ductiles car elles permettent de réduire les efforts dans les poteaux et ainsi éviter une rupture de ces éléments.

Le troisième objectif de cette étude était d'évaluer la performance des cadres de contreventements avec des connexions ductiles. Nous avons procédé à des analyses temporelles inélastiques incrémentales sur un bâtiment de 4 étages et un de 5 étages, situés sur un sol de type C à Vancouver. La hauteur des étages était différente d'un bâtiment à l'autre de telle sorte que les deux structures avaient une hauteur totale de 15,6 m. Ces analyses nous ont permis de conclure que les bâtiments de 4 et 5 étages montrent, respectivement, des probabilités d'effondrement de 9,0% et 9,8% lorsqu'ils sont conçus avec les connexions ductiles.

Recommandations

Recommandations concernant l'influence des effets de site

Les analyses Proshake réalisé au Chapitre 2 constituaient une analyse préliminaire de l'effet des sols mous sur les mouvements sismiques. Plusieurs aspects ont été négligés tels que l'aspect tridimensionnel du problème, l'eau dans le sol, les conditions limites, etc. Par conséquent, il serait intéressant d'étudier les effets de ces aspects en réalisant des modèles de sol plus complets, en élément finis par exemple. Du même coup, il sera intéressant en plus de raffiner la modélisation du sol, d'intégrer l'interaction entre le sol et la structure qui a inévitablement un impact sur la réponse du sol et de la structure. Ces analyses pourraient nous permettre de comprendre et d'étudier davantage les sols mous de l'est du Canada et leurs effets sur les structures.

Recommandations concernant les séismes synthétiques

Étant donné que la méthode de sélection et d'étalonnage proposée dans l'article d'Atkinson (2009) n'était pas disponible au moment où la recherche a été faite, il serait intéressant de la tester. Donc, nous suggérons d'étudier la réponse inélastique de la structure en acier étudiée au Chapitre 3, à laquelle serait soumis un ensemble de 10 séismes sélectionnés et étalonnés selon la méthode proposée dans Atkinson (2009). Ainsi, nous pourrions noter les différences importantes entre la méthode suggérée par Atkinson et celle proposée dans cette recherche.

Les études effectuées tout au long de ce mémoire ont montré que les spectres des séismes historiques semblent montrer des accélérations spectrales toujours plus faibles que celle prescrite par le code lorsque les périodes étaient supérieures à 2 s. Il serait donc intéressant de faire de plus amples analyses afin de déterminer si le code ne donnerait pas des accélérations trop conservatrices pour les périodes supérieures à 2,0 s, surtout qu'on sait que pour la plage de périodes de 2 à 4 secondes : $S_a(T = 4 \text{ s}) = S_a(T = 2 \text{ s}) / 2$.

Recommandations concernant les analyses temporelles

Il est important de préciser que les études réalisées dans ce mémoire ont été réalisées en 2D et sur un nombre de bâtiments limité. Par conséquent, les conclusions obtenues ne sont pas

exhaustives et de plus amples analyses devraient être faites pour pouvoir tirer des conclusions plus générales sur les limites de hauteurs à imposer dans le CNBC 2005.

- Par exemple, les chevrons étudiés ont montré une plus grande « sur-résistance » et, par conséquent, des demandes de force plus faibles. Afin de voir si dans tous les cas les chevrons montraient une plus grande « sur-résistance », il est suggéré d'étendre l'étude à un nombre plus vaste de bâtiments.
- Également, pour les bâtiments de 4 et 8 étages, situés sur un site de catégorie E et localisés à Montréal, nous avons déterminé que les valeurs médianes de déformations δ_p étaient toutes inférieures à 31 mm, ce qui nous dit que, pour ces deux structures, les connexions ductiles offrent un comportement satisfaisant. Toutefois, étant donné le fait que seulement deux bâtiments situés sur un site de catégorie E ont été étudiés, il est suggéré de faire des analyses sur un plus grand nombre de bâtiments afin de généraliser ces observations.

De plus, nous avons déterminé que ces demandes de force élevées sont en partie causées par l'utilisation d'un amortissement de 3%. La valeur d'amortissement de 3% est plus réaliste pour les structures en acier que la valeur de 5% utilisé dans le spectre du CNBC 2005. Une étude plus approfondie sur l'utilisation de la valeur de 5% d'amortissement dans le spectre de design est suggéré étant donné l'influence importante et non conservatrice que cette valeur a sur le dimensionnement des structures.

BIBLIOGRAPHIE

- AGÜERO, A., IZVERNARI, C., & TREMBLAY, R. (2006). Modeling of the seismic response of concentrically braced steel frames using the OpenSees analysis environment. *International Journal of Advanced Steel Construction*, 2(3), 242-274.
- ASCE. (2005). *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE / SEI 7-05. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ATC. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*, FEMA P695.
- ATKINSON, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National Building Code of Canada uniform hazard spectrum *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36, 991–1000.
- ATKINSON, G. M., & BOORE, D. M. (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6).
- BARA, C. I. (2007). (Thèse) *The seismic behaviour of steel braces with large sections*. École Polytechnique, Montréal (Canada).
- BERESNEV, I. A., & ATKINSON, G. M. (2002). Source parameters of earthquakes in eastern and western North America based on finite-fault modeling. *Bulletin of the Seismological Society of America* 92(2), 695-710.
- BOORE, D. M., & ATKINSON, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24(1), 99-138.
- BSSC. (2000). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*.
- CASTONGUAY, P. (2009). (Thèse) *Seismic performance of vraced steel frames of the conventional construction category*. École Polytechnique, Montréal (Canada).
- CNRC. (2005). *Code national du bâtiment du Canada 2005*, CNBC 2005.

- COCHRAN, M., & HONECK, W. (2004). Design of special concentric braced frames. Steel Tips. *Structural Steel Education Council, Moraga, CA.*
- COMPUTER & STRUCTURES INC. (2008). *SAP2000 Advanced 12.0.1*. Berkeley, CA.
- CSA. (2006). *CAN/CSA-S16.1 Limits states design of steel construction, Including CSA-S16S1-05 Supplement No. 1*, CAN/CSA S16S1-05.
- EDUPRO CIVIL SYSTEMS INC. (1999). *Proshake, Ground response analysis program* Version 1.1. Redmond.
- GRAITEC GROUP. (2008). *Advanced Design America Version 6.1-301*.
- HALCHUK, S., & ADAMS, J. (2003). *Fourth generation seismic hazard maps of Canada: values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada* (Open File 4459). Ottawa: Geological Survey of Canada.
- HALCHUK, S., & ADAMS, J. (2008). hazard deaggregation results for Vancouver. In R. Tremblay (Ed.). Montréal: Commission géologique du Canada
- HOUSNER, G. W. (1990). *Competing Against Time*: rapport présenté au gouverneur Deukmejian de Californie, Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta earthquake, George W. Housner, président.
- ICAB. (1998). *Eurocode 8 : conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*.
- KRAMER, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River: Prentice Hall.
- LECLERC, M. (2006). *Spectre* Version 1.0: GRS, École Polytechnique de Montréal.
- LEFEBVRE, G., LEBOEUF, D., RAHHAL, M. E., LACROIX, A., WARDE, J., & STOKOE, K. H., II. (1994). Laboratory and field determinations of small-strain shear modulus for a structured Champlain clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1), 61-70.

- LIN, M.-L., TSAI, K.-C., HSIAO, P.-C., & TSAI, C.-Y. (2005). Compressive behavior of buckling-restrained brace gusset connections. *The First International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Nagoya, Japan.*
- LIU, J., & ASTANEH-ASL, A. (2000). Cyclic testing of simple connections including effects of slab. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 126(1), 32-39.
- MAZZONI, S., MCKENNA, F., SCOTT, M. H., & FENVES, G. L. (2009). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)* Version 2.1.0.
- MCGUIRE, R. K. (1993). Computations of seismic hazard. *Annals of Geophysics*, 36, 181-200.
- MOTAZEDIAN, D., & ATKINSON, G. M. (2005). Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95, 995-1010.
- NAZÉ, P.-A. (2004). (Thèse) *Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques*. École Centrale, Lyon (France).
- PEER. (2006). PEER-NGA database The Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- RISK ENGINEERING INC. (1988). *FRISK88*.
- ROZON, J. (2008). (Thèse) *Étude du comportement des cadres à contreventement excentrique de faible et moyenne hauteur*. École Polytechnique, Montréal (Canada).
- SCHNABEL, P. B. (1973). (Thèse) *Effects of local geology and distance from source on earthquake ground motions*. University of California, Berkeley.
- SEED, H. B. (1986). *Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes, Eighth Nabor Carillo Lecture*. Mazatlan, Mexico.
- SEED, H. B., & IDRISS, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses* (Report No. EERC 70-10). Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California.

SEISMOSOFT LTD. (2009). *SeismoSignal* Version 3.3.0.

SOMERVILLE, P., SMITH, N., PUNYAMURTHULA, S., & SUN, J. (1997). *Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project (SAC/BD-97/04)*.

SUROVEK-MALECK, A. E., & WHITE, D. W. (2004). Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames. I: Overview. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 130(8), 1186-1196.

THORNTON, W. A. (1984). Bracing connections for heavy construction. *Engineering Journal AISC*, 21(3).

USGS. (2007). National strong-motion project: United States Geological Survey.

VUCETIC, M., & DOBRY, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89-107.

WHITMORE, R. E. (1952). Experimental investigation of stresses in Gusset plates, *Bulletin No. 16, Engineering Experiment Station*. University of Tennessee.

WILSON, E. L., DERKIUREGHIAN, A., & BAYO, E. P. (1981). Short communications - A replacement for the SRSS method in seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 9, 187-194.